

**Titre:** Conception et performance des cadres à contreventement  
excentrique à lien modulaire

**Auteur:** Luc-Alexandre Faucher

**Date:** 2017

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Faucher, L.-A. (2017). Conception et performance des cadres à contreventement  
excentrique à lien modulaire [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de  
Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/2516/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/2516/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de  
recherche:** Robert Tremblay  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CONCEPTION ET PERFORMANCE DES CADRES À CONTREVENTEMENT  
EXCENTRIQUE À LIEN MODULAIRE

LUC-ALEXANDRE FAUCHER

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2017

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CONCEPTION ET PERFORMANCE DES CADRES À CONTREVENTEMENT  
EXCENTRIQUE À LIEN MODULAIRE

présenté par : FAUCHER Luc-Alexandre

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph. D., présidente

M. TREMBLAY Robert, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. MASSICOTTE Bruno, Ph. D., membre

## **REMERCIEMENTS**

J'aimerais présenter mes remerciements à mon directeur de recherche, professeur Robert Tremblay, pour son support technique et financier lors de ma recherche. J'aimerais également le remercier pour ses conseils et ses efforts tout au long de mon projet.

Merci également à tous les membres du groupe de recherche en structure avec qui j'ai collaboré tout au long de mes trois années de maîtrise.

Finalement, un merci à mes parents et ma conjointe pour l'appui moral et financier qui m'a permis de mener à bien ce projet.



## RÉSUMÉ

La popularité des contreventements excentriques à augmenter suivant les séismes de 2010 et 2011 à Christchurch en Nouvelle-Zélande. En effet, ce type de contreventement s'est avéré très performant lorsque soumis à de vrais séismes. Après le tremblement de terre, la portion ductile de la poutre, appelée lien, a été remplacée et les structures ont retrouvé leur rigidité latérale. Ces liens ont dû être coupés et d'autres liens ont dû être soudés en place. Un nouveau système de cadre excentrique consiste à fixer le lien à l'aide de boulon lors de la construction afin de faciliter son remplacement après un séisme. La norme d'acier de 2014 (CSA S16-14) introduit ce nouveau système, appelé contreventement excentrique modulaire (EBFM). Les nouvelles normes sont principalement basées sur des recherches effectuées au Canada entre les années 2006 et 2010.

L'objectif de cette recherche est d'évaluer le comportement sismique des structures de type EBFMs conçus selon les nouvelles normes du Code national du Bâtiment du Canada 2015 et de les comparer au contreventement excentrique conventionnel (EBFC). Ces cadres conventionnels n'ont pas de liens remplaçables. Les paramètres évalués sont : le ratio de la longueur du lien sur la largeur du cadre ( $e/L$ ), la connexion de la diagonale à la poutre, le nombre d'étages, la localisation au Canada, la largeur du cadre et le respect de la limite de 2 secondes pour le calcul des déplacements inter-étages imposée par le CNBC 2015. Trois structures, de 5, 10 et 15 étages, ont été évaluées à Montréal, au Québec, et à Vancouver, en Colombie-Britannique. Pour chacune de ces structures, 2 largeurs de cadre ont été évaluées, 7,5 et 9,0 mètres. Pour chaque largeur de cadre, trois ratios  $e/L$  ont été choisis variant entre 5 et 20%. Trois systèmes de reprise des charges latérales ont été évalués, les structures de type EBFMs avec connexion rotulée entre la diagonale et la poutre et les structures de type EBFCs avec connexion rotulée et rigide entre la diagonale et la poutre. Les cadres modulaires ont l'avantage que la longueur du lien,  $e$ , peut être inférieure à l'espacement entre les diagonales,  $e'$ . De telles configurations font également partie des structures évaluées. Toutes ces structures ont été évaluées en utilisant la méthode des forces statiques équivalentes. Seules les structures les plus efficaces, soit celles avec le plus faible tonnage d'acier, ont été conçues à l'aide de l'analyse spectrale. Finalement, les structures conçues selon l'analyse spectrale ont été analysées à l'aide d'une analyse temporelle non linéaire.

Dans l'analyse selon la méthode des forces statiques équivalentes, il a été établi que le ratio  $e/L$  est le facteur le plus important sur le tonnage d'acier final de la structure et sur les déflexions latérales. Un ratio  $e/L$  faible augmente la rigidité latérale, ce qui implique moins de déflexion. Cependant, choisir un lien trop court a pour conséquence d'augmenter la rotation inélastique du lien. Les éléments du cadre doivent alors être choisis afin de limiter cette rotation. Choisir un trop long lien amène également des problèmes. Par exemple, le lien peut se déformer en flexion plutôt qu'en cisaillement et les efforts dans les autres

éléments peuvent être accrus. La longueur idéale se situe à mi-chemin entre ces deux extrêmes. Il est recommandé de commencer une conception EBF avec un ratio  $e/L$  de 10% et de l'adapter lors de la conception. En effet, la valeur optimale d'un ratio  $e/L$  peut varier en fonction du nombre d'étages et de la localisation de la structure. La valeur optimale d'une structure de 5 étages à Montréal est d'environ 5% alors que le ratio optimal d'une structure de 15 étages à Vancouver est plus près de 15%. L'analyse sur les configurations « e' » des structures de type EBFMs a montré qu'il est généralement plus économique pour le lien d'avoir la même longueur que l'espacement entre les diagonales. Ceci demeure vrai pour toutes les hauteurs de structure et pour les deux localisations à l'étude.

Ensuite, les structures les plus économiques en terme de tonnage d'acier ont été conçues de nouveau à l'aide de l'analyse spectrale du CNBC 2015. Les ratios  $e/L$  qui donnaient le plus faible tonnage d'acier dans l'analyse selon la méthode des forces statiques équivalentes donnent également le tonnage le plus faible dans les analyses spectrales.

Le comportement sismique des structures conçues selon l'analyse spectrale a alors été évalué à l'aide d'une analyse temporelle non linéaire. Les résultats ont montré qu'une nouvelle équation est nécessaire pour prédire adéquatement la rotation inélastique du lien pour petit bâtiment. Les analyses ont également montré que les structures ayant un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  variable sur la hauteur de la structure sont sensibles à la concentration des déplacements latéraux et de la rotation inélastique. Il est recommandé de limiter l'écart entre les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  sur la hauteur de la structure pour limiter cette variation.

Le comportement des structures aux deux localisations est différent. Ceci implique qu'une méthode différente de conception devrait être utilisée pour les deux régions. Une recommandation est de permettre une réduction des forces de conception par capacité pour les étages ne plastifiant pas. Toutefois, une analyse temporelle doit être effectuée pour identifier les étages qui ne plastifient pas. Un nouvel indicateur devrait être développé afin de déterminer plus facilement et avec précision quels sont les liens qui plastifient. Cette recherche n'a pas permis de développer cet indicateur.

Les structures de type EBFMs avec connexion rotulée entre la diagonale et la poutre se sont comportées similairement aux EBFCs avec connexion rigide entre la diagonale et la poutre. Les structures de type EBFCs avec une connexion rotulée entre la diagonale et la poutre ne sont pas recommandées puisqu'elles ont démontré des distributions de plastification imprévisibles. L'analyse démontre que des cadres EBF jusqu'à 15 étages ont des performances sismiques satisfaisantes et qu'une limite de hauteur n'est pas requise pour les hauteurs étudiées.

Dans le CNBC 2015, les charges sismiques pour le calcul des déflexions doivent être calculées avec une période maximale de 2 secondes. Cette limite n'influçait que les structures de 15 étages de cette étude. Les résultats des analyses temporelles ont déterminé que cette limite n'est pas requise pour les EBFs.

Toutefois, d'autres analyses sur de plus grandes structures devraient être effectuées avant d'annuler complètement cet article.

## ABSTRACT

Following the 2010-11 Christchurch earthquakes, eccentrically braced frames (EBFs) gained popularity. During the earthquakes, this type of bracing system has withstood effectively the seismic forces. After the earthquakes, the ductile links of the frames could be replaced and buildings have recovered their lateral stiffness and strength for future earthquakes. These links were part of the frame beams. They had to be cut out and the replacement links had to be welded back into place. New steel EBFs built after the 2010-11 earthquakes are constructed with bolted ductile links that can be easily replaced after a strong earthquake. Seismic design provisions for EBFs with such replaceable, or modular, links have been introduced in the CSA S16-14 design standard for steel structures in Canada. The provisions have been essentially developed based on research conducted in Canada in the 2006-2010 period. The objective of this research is to examine the seismic behaviour of modular eccentrically braced frames (EBFMs) designed in accordance with the new seismic provisions included in the National Building Code of Canada 2015 and to compare them to those of conventional EBFs (EBFCs) without modular links. The influence of the link to beam length ratio ( $e/L$ ) and the end fixity conditions of the brace-to-beam connections were also investigated. For EBFMs, the effect of the length of the link ( $e$ ) relative to the length of the eccentricity between the braces ( $e'$ ) was studied. The structures studied were assumed to be located in Montreal, QC, and Vancouver, BC, to evaluate the effects of the differences in the seismicity and characteristics of ground motions between the eastern and western regions of Canada. For each location, 3 buildings heights were evaluated: 5, 10, and 15 stories for each type of EBFs. Three types of EBFS were investigated: EBFM with pinned brace-to-beam connections, EBFC with pinned brace-to-beam connections, and EBFC with rigid brace-to-beam connections. For each building, the frame width was varied from 7.5 to 9 meters. For each frame width, 3  $e/L$  ratios were selected ranging from 0.05, to 0.20. Finally, and only were applicable, buildings were designed respecting and not respecting a prescription in the NBCC where deflection must be calculated with a period of 2 seconds if the fundamental period of the building is greater than 2 seconds. These buildings were evaluated with an equivalent static force procedure. Then only the most efficient (less steel tonnage) were designed using a spectral analysis. Finally, the spectral analysis buildings were analysed using a non-linear time history analysis.

In the study performed to evaluate the impact of  $e/L$  ratio on frame design, EBFs were designed using the equivalent static force procedure of NBCC. The  $e/L$  ratio was found to be the most influent factor on the lateral deflection and required steel tonnage. A smaller  $e/L$  ratio increases lateral rigidity, and thus smaller lateral deflection occurs. However, choosing a too small  $e/L$  will cause the link inelastic rotation to govern the design, and steel tonnage will increase accordingly. On the other hand, selecting a larger  $e/L$  ratio might cause stability problems or the link might yield in flexure instead of shear. The ideal link length is

somewhere between these two extremes cases. It is recommended to start an EBF design with an  $e/L$  value of 10%. The optimal  $e/L$  ratio is different for every location and building height. The optimal  $e/L$  ratio for a 5 stories in Montreal was approximately 5%, but the optimal ratio for a 15 storey building in Vancouver was closer to 15%. The study on the  $e/e'$  ratio showed that it is generally more economical to have a link the same length as the spacing between the braces. This statement stays true for all building heights for Montreal and Vancouver.

Secondly, the buildings from the equivalent static analysis are redesigned using the spectral analysis of the NBCC 2015. The  $e/L$  ratio that gave the smallest steel tonnage from the static analysis also resulted in the minimum tonnage when using spectral analysis.

The seismic performance of the structures designed with the spectral analysis method was then evaluated using non-linear time history analysis. The results showed that a new equation was necessary to adequately predict the inelastic link rotation at the design state for low-rise structures. The analyses also showed that structures exhibiting variable demand to capacity ratios for the links ( $V_{IL}/V_{IL}$ ) are prone to concentration and excessive storey drifts and inelastic link rotation. It is recommended that the difference of the  $V_{IL}/V_{IL}$  ratio along the building height be kept to a minimum.

The responses of the structures at the two locations are significantly different, which suggests that a different design procedure should be implemented for each region of Canada. One recommendation would be to permit the reduction of capacity design forces for stories that do not yield during the earthquake. However, non-linear history analysis must be performed to identify which story does not yield. A new indicator should be developed to determine more easily with accuracy which story yields. This research did not permit to propose such an indicator.

Modular EBFs with pinned brace-to-beam connection perform similarly to conventional frames with rigid brace-to-beam connections. Conventional EBFs with pinned brace-to-beam connections are discouraged as they can lead to unpredictable yield patterns in the structure. The analysis showed that EBFs up to 15 storeys have satisfactory seismic performance and a height limit less than 60 m would not be required for regular EBFs as studied herein.

In NBCC 2015, the seismic loads for drift calculations must not be less than those determined with a period of 2 s. This limit has impact on the design of the taller frames studied herein. The results from nonlinear time history analysis showed that this limit is not required for EBFs. Additional analysis for taller structures is however required before removing this provision completely.

## TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS .....	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES.....	IX
LISTE DES TABLEAUX .....	XIV
LISTE DES FIGURES .....	XXVI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS.....	XXXII
LISTE DES ANNEXES .....	XL
CHAPITRE 1     INTRODUCTION .....	1
1.1     Problématique .....	1
1.2     Objectif .....	3
1.3     Méthodologie .....	3
1.4     Organisation.....	4
CHAPITRE 2     REVUE DE LITTÉRATURE.....	5
2.1     Revue des anciennes études sur le sujet.....	5
2.1.1     Recommandation pour la conception et avantages.....	5
2.1.2     Optimisation .....	6
2.1.3     Analyse du comportement du EBFC.....	8
2.1.4     Contreventements excentriques modulaires .....	9
2.1.5     Comportement et modélisation des liens.....	11
2.2     Rappel des normes pour la conception des contreventements excentriques.....	14
2.2.1     CNBC 2015 .....	14
2.2.2     Norme de la CSA-S16-14.....	20
2.3     Résumé.....	25

CHAPITRE 3	CONCEPTION SELON LA MÉTHODE DES FORCES STATIQUES ÉQUIVALENTES .....	26
3.1	Description des bâtiments et charges de gravité .....	26
3.2	Approche de conception .....	29
3.2.1	Calcul des efforts .....	30
3.2.2	Sélection du lien .....	31
3.2.3	Conception des autres éléments du cadre .....	32
3.2.4	Vérification.....	35
3.3	Exemple .....	38
3.3.1	Calcul des efforts .....	38
3.3.2	Choix des sections .....	43
3.3.3	Vérification de la conception.....	51
3.4	Discussion des résultats .....	52
3.4.1	Aperçu de l'analyse .....	52
3.4.2	Vancouver 5 étages.....	64
3.4.3	Montréal 5 étages.....	69
3.4.4	Vancouver 10 étages.....	73
3.4.5	Vancouver 15 étages.....	83
3.4.6	Montréal 15 étages.....	90
3.5	Conclusion .....	98
3.5.1	Description du bâtiment, approche de conception et exemple de conception .....	98
3.5.2	Analyse paramétrique selon la méthode des forces statiques équivalentes .....	98
CHAPITRE 4	ÉTUDE PARAMÉTRIQUE DES EBFMS.....	102
4.1	Analyse paramétrique sur la longueur du lien.....	102
4.1.1	Procédure .....	103
4.1.2	Tableau des ratios $V_{fl}/V_{rl}$ .....	104

4.1.3	Vancouver 5 étages.....	105
4.1.4	Vancouver 15 étages.....	106
4.1.5	Montréal 5 étages.....	108
4.1.6	Montréal 15 étages.....	109
4.1.7	Conclusion.....	110
4.2	Longueur du lien différente de la longueur entre les diagonales .....	110
4.2.1	Vancouver 5 étages.....	112
4.2.2	Vancouver 15 étages.....	112
4.2.3	Montréal 5 étages.....	113
4.2.4	Montréal 15 étages.....	114
4.2.5	Conclusion.....	115
4.3	Conclusion .....	116
CHAPITRE 5 CONCEPTION FINALE SELON L'ANALYSE SPECTRALE DES EBFS .....		117
5.1	Analyse préliminaire.....	117
5.1.1	Description du modèle et procédure de conception.....	117
5.1.2	Résultats préliminaires .....	118
5.1.3	Choix des bâtiments.....	120
5.2	Étude comparative des types de contreventements selon la méthode spectrale.....	122
5.2.1	Aperçu de l'analyse .....	122
5.2.2	Vancouver 5 étages.....	122
5.2.3	Vancouver 10 étages.....	124
5.2.4	Vancouver 15 étages.....	126
5.2.5	Montréal 5 étages.....	129
5.2.6	Montréal 15 étages.....	130
5.2.7	Conceptions e' .....	133
5.2.8	Conclusion.....	135



5.3	Conception finale .....	136
5.3.1	Correction des erreurs de conceptions .....	136
5.3.2	Comparaison structure avec et sans erreurs .....	137
5.3.3	Conception corrigée.....	139
5.4	Analyse de l'influence du choix du lien sur le poids de la structure.....	144
5.4.1	Explication de l'analyse.....	144
5.4.2	Paramètre de l'analyse.....	144
5.4.3	Conclusion .....	154
5.5	Conclusion .....	154
CHAPITRE 6	ANALYSE DYNAMIQUE TIME HISTORY OPENSEES.....	155
6.1	Choix du modèle et Calibration .....	155
6.1.1	Choix du modèle.....	155
6.1.2	Calibration du matériau Steel02 d'OpenSees .....	159
6.1.3	Choix des séismes.....	166
6.2	Analyses temporelles non linéaires.....	174
6.2.1	Vancouver 5 étages.....	175
6.2.2	Vancouver 10 étages.....	183
6.2.3	Vancouver 15 étages.....	188
6.2.4	Montréal 5 étages.....	192
6.2.5	Montréal 10 étages.....	195
6.2.6	Montréal 15 étages.....	198
6.2.7	Conceptions « e' » .....	208
6.2.8	Conception lien léger.....	211
6.3	Conclusion .....	216
CHAPITRE 7	CONCLUSION ET RECOMMANDATION .....	219
7.1	Résumé.....	219

7.2	Conclusion des analyses statiques équivalentes et spectrales .....	220
7.2.1	Conclusions sur l'analyse selon la méthode des forces statiques équivalentes .....	220
7.2.2	Conclusion sur conception l'analyse sur la longueur du lien .....	222
7.2.3	Conclusion sur les conceptions e' .....	222
7.2.4	Conclusion sur les conceptions spectrales .....	223
7.3	Conclusion sur le comportement sismique des contreventements excentriques .....	225
7.4	Recommandations pour études futures .....	227
BIBLIOGRAPHIE .....		228
ANNEXES .....		231

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Modification des valeurs d'accélération spectrale .....	15
Tableau 3-1 : Choix de la période .....	31
Tableau 3-2 : Charges verticales .....	39
Tableau 3-3 : Valeur de $M_v$ dans le CNBC 2015 .....	40
Tableau 3-4 : Calcul du cisaillement à l'étage .....	40
Tableau 3-5 : Effort cisaillement total repris par un contreventement .....	41
Tableau 3-6: Calcul du cisaillement et du moment agissant sur le lien .....	43
Tableau 3-7 : Choix du lien.....	44
Tableau 3-8 : Effort dans la poutre.....	45
Tableau 3-9 : Choix des poutres.....	47
Tableau 3-10 : Interaction dans les poutres.....	47
Tableau 3-11 : Choix des diagonales .....	48
Tableau 3-12: Choix des colonnes .....	50
Tableau 3-13 : Déplacement inter-étage.....	51
Tableau 3-14 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ Vancouver 5 étages.....	56
Tableau 3-15 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ Montréal 5 étages.....	57
Tableau 3-16 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ Vancouver 10 étages – Conception T .....	58
Tableau 3-17 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ Vancouver 10 étages – Conception T2 .....	59
Tableau 3-18 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ Vancouver 15 étages – Conception T .....	60
Tableau 3-19 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ Vancouver 15 étages – Conception T2 .....	61
Tableau 3-20 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ Montréal 15 étages – Conception T .....	62
Tableau 3-21 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ Montréal 15 étages – Conception T2 .....	63
Tableau 4-1 : Tableau $V_{fl}/V_{rl}$ – pour les bâtiments de 5 étages .....	104
Tableau 4-2 : Tableau $V_{fl}/V_{rl}$ – pour les bâtiments de 15 étages .....	105
Tableau 5-1 : Choix des conceptions pour l'analyse spectrale.....	121

Tableau 5-2 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ 5 étages Vancouver .....	123
Tableau 5-3 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ 10 étages Vancouver .....	124
Tableau 5-4 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ des structures de 15 étages Vancouver .....	127
Tableau 5-5 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ 5 étages Montréal.....	129
Tableau 5-6 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ 15 étages Montréal.....	131
Tableau 5-7 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ des conceptions « e' ».....	134
Tableau 5-8 : VAN 5 étages lien léger, MSE.....	145
Tableau 5-9 : VAN 5 étages lien optimal, MSE.....	145
Tableau 5-10 : VAN 5 étages lien léger, SPEC.....	145
Tableau 5-11 : VAN 5 étages lien léger, SPEC.....	146
Tableau 5-12 : VAN 10 étages lien léger, MSE.....	147
Tableau 5-13 VAN 10 étages lien optimal, MSE.....	147
Tableau 5-14 : VAN 10 étages lien léger, SPEC.....	148
Tableau 5-15 : VAN 10 étages lien optimal, SPEC .....	148
Tableau 5-16 : VAN 15 étages Lien léger, MSE.....	150
Tableau 5-17 : VAN 15 étages Lien optimal, MSE .....	151
Tableau 5-18 : VAN 15 étages Lien léger, SPEC .....	152
Tableau 5-19 : VAN 15 étages Lien optimal, SPEC .....	153
Tableau 6-1 : Valeurs des paramètres a1 et a2 pour les spécimens d'essais d'Okasaki et Engelhardt .....	161
Tableau 6-2 : Liste des séismes choisis pour Vancouver .....	168
Tableau 6-3 : Liste des séismes choisis pour Montréal .....	172
Tableau B- 1: Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver .....	236
Tableau B- 2 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver.....	236
Tableau B- 3 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver.....	237

Tableau B- 4 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver.....	237
Tableau B- 5 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver.....	238
Tableau B- 6 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver.....	238
Tableau B- 7 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 5% et une longueur de poutre de 7.5 mètres à Vancouver .....	239
Tableau B- 8 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 5% et une longueur de poutre de 7.5 mètres à Vancouver.....	239
Tableau B- 9 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7.5 mètres à Vancouver.....	240
Tableau B- 10 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7.5 mètres à Vancouver.....	240
Tableau B- 11 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 7.5 mètres à Vancouver.....	241
Tableau B- 12 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 7.5 mètres à Vancouver.....	241
Tableau B- 13 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal .....	242
Tableau B- 14 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal.....	242
Tableau B- 15 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal .....	243
Tableau B- 16 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal.....	243
Tableau B- 17 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal .....	244
Tableau B- 18 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal.....	244

Tableau B- 19 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 5% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal .....	245
Tableau B- 20 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 5% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal.....	245
Tableau B- 21 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal .....	246
Tableau B- 22 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal.....	246
Tableau B- 23 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal .....	247
Tableau B- 24 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal.....	247
Tableau B- 25 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	248
Tableau B- 26 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	249
Tableau B- 27 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	250
Tableau B- 28 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	251
Tableau B- 29: Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	252
Tableau B- 30 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	253
Tableau B- 31 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	254
Tableau B- 32 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	255
Tableau B- 33 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	256

Tableau B- 34 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	257
Tableau B- 35 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	258
Tableau B- 36 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	259
Tableau B- 37 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	260
Tableau B- 38 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	261
Tableau B- 39 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	262
Tableau B- 40 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	263
Tableau B- 41 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	264
Tableau B- 42 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	265
Tableau B- 43 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	266
Tableau B- 44 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	267
Tableau B- 45 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	268
Tableau B- 46 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	269
Tableau B- 47 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	270
Tableau B- 48 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio $e/L$ de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	271

Tableau B- 49 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	272
Tableau B- 50 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	273
Tableau B- 51 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	274
Tableau B- 52 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	275
Tableau B- 53 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	276
Tableau B- 54 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	277
Tableau B- 55 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	278
Tableau B- 56 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	279
Tableau B- 57 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	280
Tableau B- 58 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	281
Tableau B- 59 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	282
Tableau B- 60 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T=2s$ .....	283
Tableau B- 61 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	284
Tableau B- 62 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	285
Tableau B- 63 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T>2 s$ .....	286



Tableau B- 64 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T > 2$ s .....	287
Tableau B- 65 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T > 2$ s .....	288
Tableau B- 66 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, $T > 2$ s .....	289
Tableau B- 67 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T > 2$ s .....	290
Tableau B- 68 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T > 2$ s .....	291
Tableau B- 69 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T > 2$ s .....	292
Tableau B- 70 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T > 2$ s .....	293
Tableau B- 71 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T > 2$ s .....	294
Tableau B- 72 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, $T > 2$ s .....	295
Tableau B- 73 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, $T = 2$ s .....	296
Tableau B- 74 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, $T = 2$ s .....	297
Tableau B- 75 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, $T = 2$ s .....	298
Tableau B- 76 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, $T = 2$ s .....	299
Tableau B- 77 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, $T = 2$ s .....	300
Tableau B- 78 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, $T = 2$ s .....	301

Tableau B- 79 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 5% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, $T=2s$ .....	302
Tableau B- 80 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 5% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, $T=2s$ .....	303
Tableau B- 81 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, $T=2s$ .....	304
Tableau B- 82 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, $T=2s$ .....	305
Tableau B- 83 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, $T=2s$ .....	306
Tableau B- 84 ; Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, $T=2s$ .....	307
Tableau B- 85 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, $T>2 s$ .....	308
Tableau B- 86 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, $T>2 s$ .....	309
Tableau B- 87 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, $T>2 s$ .....	310
Tableau B- 88 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, $T>2 s$ .....	311
Tableau B- 89 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, $T>2 s$ .....	312
Tableau B- 90 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, $T>2 s$ .....	313
Tableau B- 91 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 5% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, $T>2 s$ .....	314
Tableau B- 92 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 5% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, $T>2 s$ .....	315
Tableau B- 93 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio $e/L$ de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, $T>2 s$ .....	316

Tableau B- 94 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, $T > 2$ s .....	317
Tableau B- 95 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, $T > 2$ s .....	318
Tableau B- 96 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, $T > 2$ s .....	319
Tableau C- 1: VAN-EBFM-5-Concept 1 .....	320
Tableau C- 2 : VAN-EBFM-5-Concept 3 .....	320
Tableau C- 3 : VAN-EBFM-15-Concept 1 .....	320
Tableau C- 4 : VAN-EBFM-15-Concept 2 .....	321
Tableau C- 5 : VAN-EBFM-15-Concept 3 .....	321
Tableau C- 6 : MTL-EBFM-5-Concept 1 et 3.....	322
Tableau C- 7 : MTL-EBFM-15-Concept 1 .....	322
Tableau C- 8 : MTL-EBFM-15-Concept 3 .....	323
Tableau C- 9 : VAN-5-eprime-Concept 3-AJUST.....	323
Tableau C- 10 : VAN-5-eprime-Chapitre 3-AJUST .....	323
Tableau C- 11 : VAN-5-eprime-sans eprime-AJUST .....	324
Tableau C- 12 : VAN-5-eprime-Concept 3-CONST.....	324
Tableau C- 13 : VAN-5-eprime-Chapitre 3-CONST .....	324
Tableau C- 14 : VAN-5-eprime-sans eprime-CONST .....	324
Tableau C- 15 : VAN-15-eprime-Concept 3-AJUST.....	325
Tableau C- 16 : VAN-15-eprime-Chapitre 3-AJUST .....	325
Tableau C- 17 : VAN-15-eprime-sans eprime-AJUST .....	326
Tableau C- 18 : VAN-15-eprime-Concept 3-CONST.....	326
Tableau C- 19 : VAN-15-eprime-Chapitre 3-CONST .....	327
Tableau C- 20 : VAN-15-eprime-sans eprime-CONST .....	327
Tableau C- 21 : MTL-15-eprime-Concept 3-AJUST .....	328

Tableau C- 22 : MTL-15-eprime-Chapitre 3-AJUST .....	328
Tableau C- 23 : MTL-15-eprime-sans eprime-AJUST .....	329
Tableau C- 24 : MTL-15-eprime-Concept 3-CONST .....	329
Tableau C- 25 : MTL-15-eprime-Chapitre 3-CONST .....	330
Tableau C- 26 : MTL-15-eprime-sans eprime-CONST .....	330
Tableau D- 1 : Conception spectrale de VAN-EBFM-5-10%-7.5-rotulé .....	331
Tableau D- 2 : Conception spectrale de VAN-EBFC-5-10%-7.5-rotulé .....	331
Tableau D- 3 : Conception spectrale de VAN-EBFC-5-10%-7.5-résist .....	331
Tableau D- 4 : Conception spectrale de VAN-EBFM-10-15%-9-rotulé-T et T2.....	332
Tableau D- 5 : Conception spectrale de VAN-EBFC-10-15%-9-rotulé-T et T2.....	332
Tableau D- 6 : Conception spectrale de VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T et T2 .....	333
Tableau D- 7 : Conception spectrale de VAN-EBFM-15-15%-9-rotulé-T .....	333
Tableau D- 8 : Conception spectrale de VAN-EBFM-15-15%-9-rotulé-T2 .....	334
Tableau D- 9 : Conception spectrale de VAN-EBFC-15-15%-9-rotulé-T .....	334
Tableau D- 10 : Conception spectrale de VAN-EBFC-15-15%-9-rotulé-T2.....	335
Tableau D- 11 : Conception spectrale de VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T .....	335
Tableau D- 12 : Conception spectrale de VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T2.....	336
Tableau D- 13 : Conception spectrale de MTL-EBFM-5-5%-7.5-rotulé .....	336
Tableau D- 14 : Conception spectrale de MTL-EBFC-5-5%-7.5-rotulé.....	336
Tableau D- 15 : Conception spectrale de MTL-EBFC-5-5%-7.5-résist.....	337
Tableau D- 16 : Conception spectrale de MTL-EBFM-15-10%-9-rotulé-T .....	337
Tableau D- 17 : Conception spectrale de MTL-EBFM-15-10%-9-rotulé-T2 .....	338
Tableau D- 18 : Conception spectrale de MTL-EBFC-15-10%-9-rotulé-T .....	338
Tableau D- 19 : Conception spectrale de MTL-EBFC-15-10%-9-rotulé-T2 .....	339
Tableau D- 20 : Conception spectrale de MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T .....	339
Tableau D- 21 : Conception spectrale de MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T2 .....	340

Tableau D- 22 : Conception MSE de VAN-EBFM-15-15%-9-T-eprime .....	340
Tableau D- 23 : Conception MSE de VAN-EBFM-15-15%-9-T2-eprime .....	341
Tableau D- 24 : Conception SPEC de VAN-EBFM-15-15%-9-T-eprime .....	341
Tableau D- 25 : Conception SPEC de VAN-EBFM-15-15%-9-T2-eprime .....	342
Tableau D- 26 : Conception MSE de MTL-EBFM-15-10%-9-T-eprime .....	342
Tableau D- 27 : Conception MSE de MTL-EBFM-15-10%-9-T2-eprime .....	343
Tableau D- 28 : Conception spectrale de MTL-EBFM-15-10%-9-T-eprime .....	343
Tableau D- 29 : Conception spectrale de MTL-EBFM-15-10%-9-T2-eprime .....	344
Tableau E- 1 : Vancouver 5 étages lien et ratio $V_{fl}/V_{rl}$ .....	345
Tableau E- 2 : Vancouver 5 étages - autres éléments du cadre .....	345
Tableau E- 3 : Vancouver 10 étages –T et T2 - lien et ratio $V_{fl}/V_{rl}$ .....	346
Tableau E- 4 - Vancouver 10 étages –T et T2 - autre éléments du cadre .....	346
Tableau E- 5 : Vancouver 15 étages - T - lien et ratio $V_{fl}/V_{rl}$ .....	347
Tableau E- 6 : Vancouver 15 étages - T - Autre éléments du cadre .....	348
Tableau E- 7 : Vancouver 15 étage - T2 - lien et ratio $V_{fl}/V_{rl}$ .....	349
Tableau E- 8 : Vancouver 15 étages - T2 - Autre éléments du cadre .....	350
Tableau E- 9 : Montréal 5 étages - Lien et ratio $V_{fl}/V_{rl}$ .....	350
Tableau E- 10 : Montréal 5 étages - autres éléments du cadre .....	351
Tableau E- 11 : Montréal 10 étages .....	351
Tableau E- 12 : Montréal 15 étages - T - Lien et ratio $V_{fl}/V_{rl}$ .....	352
Tableau E- 13 : Montréal 15 étages - T - Autres éléments du cadre .....	353
Tableau E- 14 : Montréal 15 étages - T2 - lien et ratio $V_{fl}/V_{rl}$ .....	354
Tableau E- 15 : Montréal 15 étages - T2 - autre éléments du cadre .....	355
Tableau E- 16 : Vancouver 5 étages lien léger .....	355
Tableau E- 17 : Vancouver 10 étages lien léger .....	356
Tableau E- 18 : Vancouver 15 étages - lien léger .....	357

Tableau E- 19 : Montréal RdR0=1,3 .....	358
Tableau E- 20 : Montréal test .....	359

## LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 - EBFM vs EBFC .....	2
Figure 2-1 : Raidisseur d'extrémité.....	11
Figure 2-2 : Configuration de contreventement excentrique. (Figure tirée de Filiatrault et al. 2013) .....	20
Figure 2-3 – Longueur du lien $e$ vs espacement entre les diagonales $e'$ .....	21
Figure 3-1 : Plan d'étage du bâtiment à l'étude .....	27
Figure 3-2 : Effort dans le lien sous charge latérale (Filiatrault, 2013).....	32
Figure 3-3: Effort dans la poutre selon la conception par capacité (valable pour connexion poutre-diagonale rotulée) .....	33
Figure 3-4 : Distribution des moments, connexion rigide .....	34
Figure 3-5 : Efforts axiaux dans les poutres et les diagonales.....	46
Figure 3-6 : Calcul des efforts dans les colonnes pour la conception par capacité .....	50
Figure 3-7 : Déplacements inter-étages pour bâtiments de 5 étages avec poutre de 9 mètres pour des ratios $e/L$ de a) 5%, b) 10% et c) 15% à Vancouver.....	65
Figure 3-8 : Déplacements inter-étages pour bâtiments de 5 étages à Vancouver avec longueur de poutre de 7,5 mètres pour des ratios $e/L$ de a) 5%, b) 10% et c) 15% à Vancouver.....	66
Figure 3-9 : Influence du ratio $e/L$ et de la longueur $L$ sur le poids d'un bâtiment de 5 étages à Vancouver .....	68
Figure 3-10 : Déplacements inter-étages pour bâtiments de 5 étages $L = 9$ m $T = 2$ s pour $e/L =$ a) 5% b) 10% et c) 15% à Montréal .....	70
Figure 3-11 : Déplacements inter-étages pour bâtiments de 5 étages $L = 7,5$ m $T = 2$ s pour $e/L =$ a) 5% b) 10% et c) 15% à Montréal. ....	71
Figure 3-12 : Influence du ratio $e/L$ et de la longueur $L$ sur le poids d'un bâtiment de 5 étages à Montréal .....	72
Figure 3-13 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 10 étages à Vancouver $L = 9$ m $T = 2$ s pour $e/L =$ a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver .....	74
Figure 3-14 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 10 étages $L = 7,5$ m $T = 2$ s pour $e/L =$ a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver. ....	75

Figure 3-15 : Influence du ratio $e/L$ et de la longueur $L$ sur le poids d'un bâtiment de 10 étages à Vancouver.....	76
Figure 3-16 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ selon conception bâtiments EBFM de 10 étages à Vancouver.....	78
Figure 3-17 : Influence du ratio $e/L$ et de la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques sur le poids d'un bâtiment de 10 étages avec une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver.....	79
Figure 3-18 : Influence du ratio $e/L$ et de la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques sur le poids d'un bâtiment de 10 étages avec une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver.....	80
Figure 3-19 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 10 étages $L = 9$ m $T_2$ pour $e/L =$ a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver.....	81
Figure 3-20 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 10 étages $L = 7,5$ m $T_2$ pour $e/L =$ a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver .....	82
Figure 3-21 : déplacements inter-étages pour bâtiments de 15 étages $L = 9$ m $T = 2$ s pour $e/L =$ a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver .....	84
Figure 3-22 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages $L = 7,5$ m $T = 2$ s pour $e/L =$ a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver. ....	85
Figure 3-23 : Influence du ratio $e/L$ et de la longueur $L$ sur le poids d'un bâtiment de 15 étages avec une période de 2 s à Vancouver.....	86
Figure 3-24 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages $L = 9$ m $T_2$ pour $e/L =$ a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver.....	87
Figure 3-25 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages $L = 7,5$ m $T_2$ pour $e/L =$ a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver .....	88
Figure 3-26 : Influence du ratio $e/L$ et de la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques sur le poids d'un bâtiment de 15 étages avec une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver.....	89
Figure 3-27 : Influence du ratio $e/L$ et de la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques sur le poids d'un bâtiment de 15 étages avec une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver.....	89
Figure 3-28 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages $L = 9$ m $T = 2$ s pour $e/L =$ a) 5% b) 10% et c) 15% à Montréal .....	91
Figure 3-29 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages $L = 7,5$ m $T = 2$ s pour $e/L =$ a) 5% b) 10% et c) 15% à Montréal. ....	92



Figure 3-30 : Influence du ratio $e/L$ et de la longueur $L$ sur le poids d'un bâtiment de 15 étages avec une période de 2 s à Montréal.....	93
Figure 3-31 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ selon conception EBFM.....	94
Figure 3-32 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages $L = 9$ m $T > 2$ s pour $e/L =$ a) 5% b) 10% et c) 15% à Montréal .....	95
Figure 3-33 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages $L = 7,5$ m $T > 2$ s pour $e/L =$ a) 5% b) 10% et c) 15% à Montréal .....	95
Figure 3-34 : Influence du ratio $e/L$ et de la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques sur le poids d'un bâtiment de 15 étages avec une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal.....	96
Figure 3-35 : Influence du ratio $e/L$ et de la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques sur le poids d'un bâtiment de 15 étages avec une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal.....	97
Figure 4-1 : Poids des structures de 5 étages par concept .....	106
Figure 4-2 : poids des structures de 15 étages par concept .....	108
Figure 4-3 : Poids des conceptions $e'$ .....	115
Figure 5-1 : Poids des structures selon la méthode d'analyse, Vancouver 15 étages.....	118
Figure 5-2 : Poids des structures selon la méthode d'analyse, Vancouver 10 étages.....	119
Figure 5-3 : Poids des structures selon la méthode d'analyse, Vancouver 5 étages.....	120
Figure 5-4 : Comparaison conception MSE-SPEC, Vancouver 5 étages.....	123
Figure 5-5 : Comparaison conception MSE-SPEC, Vancouver 10 étages.....	126
Figure 5-6 : Comparaison conception MSE-SPEC, Vancouver 15 étages.....	128
Figure 5-7 : Comparaison conception MSE-SPEC, Montréal 5 étages.....	130
Figure 5-8 : Comparaison conception MSE-SPEC, Montréal 15 étages.....	132
Figure 5-9 : Comparaison conception MSE-SPEC, conception $e'$ 15 étages.....	135
Figure 5-10 : Comparaison du poids des structures de type EBFM obtenues des conceptions « erronées » et « corrigées ». ....	138
Figure 5-11 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ - Vancouver 5 étages .....	140
Figure 5-12 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ - Vancouver 10 étages.....	141

Figure 5-13 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ - Vancouver 15 étages .....	141
Figure 5-14 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ - Montréal 5 étages .....	142
Figure 5-15 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ - Montréal 10 étages .....	142
Figure 5-16 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ - Montréal 15 étages .....	143
Figure 5-17 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ - Conception e' .....	143
Figure 5-18 : Différence entre liens optimaux et lien léger sur le poids total 5 étages .....	146
Figure 5-19 : Différence entre liens optimaux et lien léger sur le poids total 10 étages .....	149
Figure 5-20 – Différence de poids entre lien optimal et lien léger Vancouver 15 étages .....	153
Figure 6-1 : représentation du modèle 2D (analyse pushover) .....	156
Figure 6-2 : Élément lien déformé .....	157
Figure 6-3 : Validation du modèle numérique de lien pour le spécimen 1C .....	161
Figure 6-4 : Validation du modèle numérique de lien pour le spécimen 4C .....	162
Figure 6-5 : Validation du modèle numérique de lien pour le spécimen 8RLP .....	162
Figure 6-6 : Validation du modèle numérique de lien pour le spécimen 12SEV .....	163
Figure 6-7 : Comparaison Matériau Steel02 vs Série .....	164
Figure 6-8 : Comportement du matériau élastoplastique sous chargement cyclique .....	165
Figure 6-9 : Calibration des séismes - Moyenne des sous-plages Vancouver .....	169
Figure 6-10 : Médiane et 84e percentile plage 0,25 à 4,25 secondes Vancouver .....	170
Figure 6-11 : Médiane et 84e percentile plage 0,25 à 8 secondes Vancouver .....	170
Figure 6-12 : Calibration des séismes - Moyenne des sous-plages Montréal .....	171
Figure 6-13 : Médiane et 84e percentile plage 0,25 à 4,5 secondes Montréal .....	173
Figure 6-14 : Médiane et 84e percentile plage 0,25 à 8 secondes Montréal .....	173
Figure 6-15 : Déplacements inter-étages Vancouver 5 étages .....	175
Figure 6-16 : Rotation inélastique des liens Vancouver 5 étages .....	176
Figure 6-17 : Effort axial dans les poutres Vancouver 5 étages .....	178
Figure 6-18 : Effort axial dans les poutres Vancouver 5 étages .....	178

Figure 6-19 : Effort axial dans les diagonales Vancouver 5 étages.....	179
Figure 6-20 : Effort axial dans les colonnes Vancouver 5 étages .....	179
Figure 6-21 : EBFM - Effort axial colonne droite.....	180
Figure 6-22 : Effort cisaillement du lien .....	181
Figure 6-23 : Effort axial poutre Vancouver 10 étages .....	183
Figure 6-24 : Effort Flexion poutre Vancouver 10 étages.....	184
Figure 6-25 : effort axial diagonale Vancouver 10 étage .....	184
Figure 6-26 : effort axial colonne Vancouver 10 étage.....	185
Figure 6-27: Déplacement inter-étages Vancouver 10 étages .....	185
Figure 6-28 : Rotation inélastique du lien Vancouver 10 étages.....	186
Figure 6-29 : Déplacement inter-étages Vancouver 15 étages T.....	188
Figure 6-30 : Déplacement inter-étages Vancouver 15 étages T2.....	189
Figure 6-31 : Rotation inélastique du lien Vancouver 15 étages T .....	190
Figure 6-32 : Rotation inélastique du lien Vancouver 15 étages T2 .....	190
Figure 6-33 : Vancouver 15 étage : effort colonne.....	191
Figure 6-34 : Déplacement inter-étages Montréal 5 étages.....	193
Figure 6-35 : Rotation inélastique du lien Montréal 5 étages.....	193
Figure 6-36 : Effort axial MTL 5 étages .....	194
Figure 6-37 : Bâtiment 10 étages Montréal.....	195
Figure 6-38 : Effort Axial EBFM élément du cadre.....	196
Figure 6-39 : Déplacement inter-étages Montréal 15 étages T .....	199
Figure 6-40 : Déplacement inter-étages Montréal 15 étage T2.....	199
Figure 6-41 : Rotation inélastique du lien Montréal 15 étages T .....	200
Figure 6-42 : Rotation inélastique du lien Montréal 15 étages T2 .....	200
Figure 6-43 : Effort axial dans les diagonales Montréal 15 étages .....	202
Figure 6-44 : Effort colonne Montréal 15 étage.....	203

Figure 6-45 : Impact de la limite $R_d R_o = 1,3$ sur les efforts de conception pour les rotations inélastiques des liens.....	204
Figure 6-46 : Impact de la limite $R_d R_o = 1,3$ sur les efforts de conception pour les efforts axiaux dans les diagonales .....	204
Figure 6-47 : Comparaison des ratios $V_{fl}/V_{rl}$ conception $R_d R = 1,3$ .....	205
Figure 6-48 : Comparaison ratio $V_{fl}/V_{rl}$ .....	206
Figure 6-49 : Comparaison 15 étages Montréal - déplacement inter-étage.....	207
Figure 6-50 : Comparaison 15 étages Montréal - rotation inélastique .....	208
Figure 6-51 : Interaction dans les parties des poutres des bâtiments de 15 étages à Vancouver pour la conception $e'$ .....	209
Figure 6-52 : Déplacement inter-étages et rotation inélastique Vancouver 15 étage "e" .....	210
Figure 6-53 : Déplacement inter-étages et rotation inélastique Montréal 15 étage "e" .....	211
Figure 6-54 : Ratio $V_{fl}/V_{rl}$ des conceptions "lien léger" et "lien optimal" .....	212
Figure 6-55 : Comparaison "lien léger" et "lien optimal" déplacement inter-étages Vancouver 5 étages .....	214
Figure 6-56 : Comparaison "lien léger" et "lien optimal" rotation inélastique Vancouver 5 étages .....	214
Figure 6-57 : Comparaison "lien léger" et "lien optimal" déplacement inter-étages Vancouver 10 étages .....	215
Figure 6-58 : Comparaison "lien léger" et "lien optimal" rotation inélastique Vancouver 10 étages .....	215
Figure A- 1 : Modification proposée, page 10/18 .....	231
Figure A- 2 : Modification proposée, page 11/18 .....	232
Figure A- 3 : Modification proposée, page 12/18 .....	233
Figure A- 4 : Modification proposée, page 13/18 .....	234
Figure A- 5 : Modification proposée, page 2/5 .....	235

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

$A$	Aire du profilé
$a$	Longueur de la poutre à l'extérieur du lien
$a_1$	Paramètre d'écrouissage isotropique en compression
$a_2$	Paramètre d'écrouissage isotropique en compression
$a_3$	Paramètre d'écrouissage isotropique en tension
$a_4$	Paramètre d'écrouissage isotropique en tension
$A_b$	Aire de la poutre
$A_c$	Aire de la colonne
$A_d$	Aire de la diagonale
$A_L$	Aire du lien
$A_w$	Aire de cisaillement
$A_{wb}$	Aire de cisaillement de la poutre
$A_{wL}$	Aire de cisaillement du lien
$B$	Aire tributaire d'étage
$b$	Largeur des ailes d'un profilé
$C_a$	Coefficient de forme
$C_b$	Coefficient de neige au toit
$C_e$	Coefficient d'exposition
$C_{e,lw}$	Coefficient d'exposition sous le vent
$C_{e,poteau}$	Effort axiale du poteau
$C_{e,ww}$	Coefficient d'exposition au vent
$C_f$	Charge axiale dans les colonnes
$C_g$	Coefficient de rafale
CNBC	Code National du Bâtiment du Canada
$C_{p,lw}$	Coefficient de pression sous le vent

$C_{p,ww}$	Coefficient de pression au vent
$C_r$	Résistance à la compression
$C_{r0}$	Résistance à la compression d'un élément latéralement retenu
$C_s$	Coefficient de pente
$C_w$	Coefficient d'exposition au vent
$d$	Profondeur de l'âme
$D$	Charge morte
$D_{\text{étage}}$	Charge morte aux étages
$d_{\text{Lien}}$	Profondeur de l'âme du lien
$D_{\text{mur}}$	Charge morte des murs
$D_{\text{partition}}$	Charge morte des partitions
$d_{\text{poutre}}$	Profondeur de l'âme de la poutre
$D_{\text{toit}}$	Charge morte au toit
$E$	Module élastique de l'acier
$e$	Longueur du lien
$E$	Charge sismique
$e'$	Longueur entre les diagonale
$E_b$	Module élastique de l'acier de la poutre
EBF	Contreventement excentrique
EBFC-résist	Contreventement excentrique conventionnel à connexion poutre-diagonale rigide
EBFC-rot	Contreventement excentrique conventionnel à connexion poutre-diagonale rotulée
EBFM	Contreventement excentrique modulaire
$E_L$	Module élastique de l'acier du lien
ELS	État limite de service
ELU	État limite ultime
$F(T)$	Facteur d'ajustement de l'accélération spectrale selon CNBC 2015

$F_{rl}$	Coefficient de réduction de la charge d'occupation
$F_t$	Partie de $V_{MSE}$ qui doit être concentrée au sommet de la structure
$F_x$	Charge sismique appliquée à l'étage x
$F_y$	Contrainte de plastification
$G$	Module de cisaillement
$g$	Accélération gravitationnelle terrestre
$G_b$	Module de cisaillement de la poutre
$G_L$	Module de cisaillement du lien
$h$	Hauteur de référence
$h$	Hauteur de l'âme en excluant les ailes
$h_i$	Hauteur de l'étage i
$h_n$	Hauteur totale de la structure
$h_s$	Hauteur d'étage
$h_x$	Hauteur de l'étage x
$I$	Module d'inertie
$I_E$	Coefficient de risque parasismique
$I_s$	Coefficient de risque à la neige
$I_w$	Coefficient de risque au vent
$I_{xb}$	Module d'inertie de la poutre
$I_{xd}$	Module d'inertie de la diagonale
$I_{xL}$	Module d'inertie du lien
$J$	Coefficient numérique de réduction de renversement
$k$	Rigidité flexionnelle
$k_b$	Rigidité en flexion de la poutre
$k_d$	Rigidité en flexion de la diagonale
$K_{\text{étage}}$	Rigidité latérale de l'étage

$K_L$	Longueur effective
$K_v$	Rigidité en cisaillement du lien
$L$	Longueur de la poutre
$L$	Charge vive
$L_b$	Longueur de la poutre
$L_d$	Longueur de la diagonale
$M_{cap,lien}$	Effort de flexion du lien selon des efforts de la conception par capacité
$M_{diag}$	Effort de flexion de la diagonale
$M_f$	Effort de flexion
$M_{f,grav}$	Effort de flexion pondéré selon les charges gravitaires
$M_{fL,E}$	Effort de flexion pondéré du lien selon les charges sismiques
$M_{fL,grav}$	Effort de flexion pondéré du lien selon les charges gravitaires
$M_{over,i}$	Moment de renversement à l'étage i
$M_{lien}$	Effort de flexion du lien
$M_{over}$	Moment de renversement
$M_p$	Moment plastique
$M'_p$	Moment plastique
$M_{poutre}$	Effort de flexion de la poutre
$M_r$	Résistance à la flexion
MTL	Montréal
$M_v$	Facteur tenant compte de l'effet du mode supérieur sur le cisaillement à la base
$p$	Pression de vent
$P_{cap,col}$	Effort axial de la colonne selon les efforts de conception par capacité
$P_{cap,diag}$	Effort axial de la diagonale selon les efforts de conception par capacité
$P_{cap,poutre}$	Effort axial de la poutre selon les efforts de conception par capacité
$P_{E,col}$	Effort axial sismique de la colonne



$P_{E,diag}$	Effort axial sismique de la diagonale
$P_{E,poutre}$	Effort axial sismique de la poutre
$P_f$	Effort axial pondéré
$P_{f,ELU}$ ultimes	Effort axial pondéré selon les toutes les combinaisons de charge pour les états limites ultimes
$P_{f,grav}$	Effort axial pondéré selon les charges de gravité
$P_{fL}$	Effort axial du lien pondéré
$P_{GAref}$	Accélération maximale au sol de référence
$q$	Pression de avec une récurrence de 1/50 ans
$r$	Rayon de giration
$R_d$	Coefficient de ductilité
$R_{ext}$	Charge gravitaire à la colonne
$R_{int}$	Charge gravitaire à la diagonale
$R_o$	Coefficient de surrésistance
$r_y$	Rayon de giration selon l'axe faible
$R_y$	Facteur d'amplification de la contrainte probable de plastification
$S$	Charge de neige
$S(T_a)$	Accélération spectrale pour la période $T_a$
$S_a$	Accélération spectrale
$S_r$	Charge de pluie récurrence 1/50 ans
$S_s$	Charge de neige au sol récurrence 1/50 ans
$t$	Épaisseur des ailes
$T$	Conception respectant la limite de période pour le calcul des déplacements inter-étages
$T$	Période de la structure
$T_{emp}$	Période calculée à l'aide de formule du code national du bâtiment Canadien
$T_{mécanique}$	Période calculée à l'aide d'une analyse modale

$T_1$	Période fondamentale du bâtiment
$T_2$	Conception ne respectant pas la limite de période pour le calcul des déplacements inter-étages
$T_a$	Période empirique selon le code national du bâtiment du canada
$T_f$	Effort de tension
$T_r$	Résistance à la tension
$U_{1x}$	Facteur pour tenir compte des effets de 2e ordre des charges axiales sur les éléments déformés.
$U_2$	Facteur tenant compte de l'effet P- $\Delta$
$u_{\text{flexion}}$	Déplacement latéral en flexion du cadre
$V$	Effort de cisaillement d'étage
$VAN$	Vancouver
$V_f$	Effort de cisaillement pondéré
$V_{fL}$	Effort de cisaillement dans le lien
$V_{fL,E}$	Effort de cisaillement pondéré selon les charges sismiques
$V_{fL,grav}$	Effort de cisaillement du lien selon les charges gravitaires
$V_{fx}$	Effort de cisaillement pondéré à l'étage x
$V_{hx}$	Charge déstabilisatrice à l'étage x
$V_{iso}$	Cisaillement isotropique
$V_{kin}$	Cisaillement cinématique
$V_{max}$	Cisaillement maximal à la base
$V_{min}$	Cisaillement minimal à la base
$V_{MSE}$	Cisaillement à la base par la méthode des forces statiques équivalentes
$V_p$	Cisaillement plastique
$V'_p$	Cisaillement plastique
$V_r$	Capacité en cisaillement
$V_{rL}$	Résistance au cisaillement du lien

$V_{\text{SPEC}}$	Cisaillement à la base par la méthode dynamique spectrale
$V_u$	Effort de cisaillement ultime
$V_{u,\text{col}}$	Effort de cisaillement ultime pour conception des colonnes
$V_w$	Cisaillement due aux charges de vent
$W$	Poids sismique
$w$	Largeur de l'âme
$w_d$	Charge morte linéaire
$w_f$	Charge linéaire pondérée
$W_i$	Poids sismique à l'étage i
$w_l$	Charge vive linéaire
$w_s$	Charge de neige linéaire
$W_x$	Poids sismique à l'étage x
$x$	Position x sur la poutre
$Z_x$	Module de section plastique
$\gamma_{\text{max}}$	Rotation inélastique du lien max
$\gamma_{\text{min}}$	Rotation inélastique du lien min
$\gamma_p$	Rotation inélastique du lien
$\gamma_y$	Rotation élastique du lien
$\Delta_{\text{ba}}$	Déplacement inter-étages axial de la poutre
$\Delta_{\text{bf}}$	Déplacement inter-étages de flexion de la poutre
$\Delta_{\text{bs}}$	Déplacement inter-étages en cisaillement de la poutre
$\Delta_{\text{cisaillement}}$	Déplacement inter-étages de cisaillement au vent
$\Delta_{\text{da}}$	Déplacement inter-étages axial de la diagonale
$\Delta_e$	Déplacement inter-étages élastique
$\Delta_E$	Déplacement inter-étages sismique
$\Delta_{\text{ELS}}$	Déplacement inter-étages de vent selon l'état limite de service

$\Delta_f$	Déplacement inter-étages totale
$\Delta_w$	Déplacement inter-étages de vent
$\delta_{xe}$	Déplacement inter-étages élastique cumulative
$\Delta\theta_i$	Rotation inter-étages du cadre contreventé à l'étage i
$\varepsilon_{\max}$	Déformation max
$\varepsilon_{\min}$	Déformation min
$\theta$	Angle entre la diagonale et la poutre
$\theta$	Rotation inter-étage
$\varphi$	Coefficient de tenu

## LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – CNBC 2015.....	231
ANNEXE B - Résultats Chapitre 3.....	236
ANNEXE C - Résultats Chapitre 4.....	320
ANNEXE D - Résultats Chapitre 5 – Conception erronée.....	331
ANNEXE E - Résultats Chapitre 5 – Conception corrigée.....	345

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Problématique

Le domaine de l'ingénierie structurale est toujours à la recherche de systèmes ductiles performants de reprise de charges sismique. Les contreventements excentriques conventionnels (EBFC) se sont avérés être d'excellents systèmes ductiles, rigides et économiques. Ces systèmes dissipent l'énergie sismique par la plastification d'un segment ductile des poutres, le lien, qui est compris entre les assemblages des deux diagonales aux poutres pour la configuration en chevron, ou entre l'assemblage de la diagonale et du poteau dans la configuration avec diagonales simples (Figure 2-2). La configuration en chevron est celle qui sera à l'étude dans cette recherche. Sous les charges sismiques, le lien agit comme un fusible protégeant ainsi les autres éléments du cadre. En ne plastifiant pas, les diagonales permettent de conserver la rigidité du cadre.

Le problème avec les EFBC, et avec tous les systèmes de reprise de charges sismiques, est qu'ils sont à usage unique. Les règles de conception du Code national du Bâtiment prévoient qu'un bâtiment soumis à un effort sismique intense soit en mesure de résister aux efforts afin que les occupants puissent sortir du bâtiment sans danger. Le problème est qu'il est très difficile de vérifier si ce bâtiment sera en mesure de subir un autre tremblement de terre important. La ville de Christchurch en Nouvelle-Zélande a récemment été prise avec ce problème et doit construire de nouveau son centre-ville. Ceci peut coûter des milliards de dollars en plus de causer un ralentissement majeur à l'économie locale. La solution envisagée afin de limiter l'impact que les séismes ont sur le temps de réparation des structures et de concevoir des cadres à contreventement modulaire. (Ramsay, Fussel, & Wilkinson, 2013)

Les contreventements excentriques modulaires (EBFM) sont similaires aux contreventements excentriques conventionnels (EBFC) à l'exception que le lien est fixé au cadre à l'aide d'un assemblage boulonné. Il est possible de voir les 2 configurations sur la Figure 1-1.

Les structures de type EBFMs ont le potentiel d'assurer la sécurité des occupants tout en limitant les dommages structuraux à des liens qui peuvent être facilement remplacés. En effet, dans ce type de conception, le lien de la poutre est fait d'une autre section fixée à la poutre par boulonnage. L'avantage de ce système est qu'après un séisme, le lien fusible peut être facilement remplacé afin que le bâtiment retrouve sa capacité sismique du jour de sa construction.

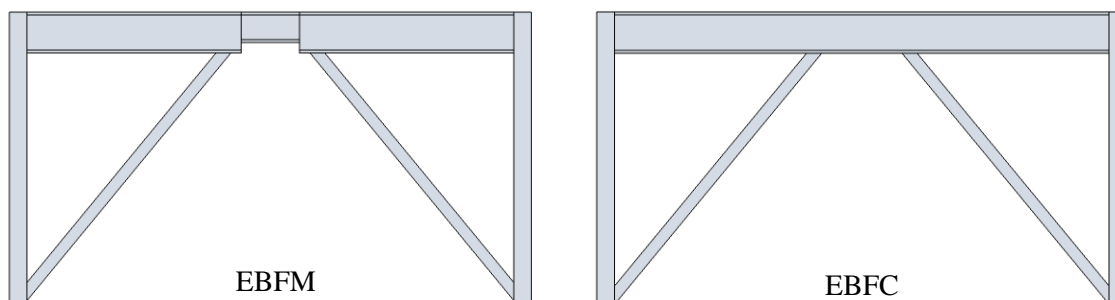


Figure 1-1 - EBFM vs EBFC

Ce système, quoique prometteur, est relativement nouveau. Au Canada, les règles de conception pour ce système ont été introduites pour la première fois dans la version 2014 de la norme CSA S16 (Canadian Standards Association, 2014). Le Code national du Bâtiment (Conseil national de recherches du Canada, 2015) ne fait pas de distinction entre les structures de type EBFCs et les structures de type EBFMs dans sa version de 2015.

Le comportement sismique des structures de type EBFMs a été peu étudié au niveau mondial et aucune étude n'a été effectuée pour les EBFs conçus selon le CNBC 2015. En effet, le CNBC a reçu une modification importante de ses données sismiques et de la prise en compte des conditions de sols. Étant donné l'ampleur de ces modifications, il est important de valider que les comportements sismiques des EBFs sont valides pour les principales régions du Canada.

D'autres systèmes de reprise de charges sismique, tels que le cadre à contreventement concentrique, possèdent une limite sur la hauteur totale permise pour la construction. Cette limite existe parce qu'il a été observé que le comportement devient inadéquat au-delà de la hauteur prescrite. Il est important de vérifier si une telle limite devrait s'appliquer aux EBFMs.

De plus, le Code national du Bâtiment limite à deux secondes la période à utiliser pour le calcul des charges sismiques employées pour le calcul des déplacements inter-étages. Cette limite s'applique à tous les cadres contreventés, concentriques ou excentriques. Elle est peut-être nécessaire pour les cadres à contreventement concentrique, mais il n'y a pas d'étude justifiant l'application d'une telle limite. En effet, cette limite peut affecter la conception des contreventements de grande hauteur. La principale conséquence de cette limite est d'augmenter le tonnage d'acier et de rigidifier la structure.

Cette recherche tentera de répondre à ces questionnements, afin d'améliorer, lorsque requis, les règles de conception des contreventements excentriques modulaires.

## 1.2 Objectif

L'objectif est d'améliorer les connaissances sur les contreventements excentriques modulaires conçus selon les normes canadiennes. Pour se faire, les objectifs spécifiques suivants seront évalués :

- Vérifier que le comportement sismique des contreventements excentriques modulaires est adéquat.
- Démontrer l'efficacité du contreventement excentrique modulaire par rapport au contreventement excentrique conventionnel.
- Vérifier si une limite de hauteur, ou toute autre limite doit être appliquée à la conception des contreventements excentriques modulaires.
- Vérifier l'influence de la limite sur la période utilisée pour le calcul des déplacements inter-étages sur la conception et le comportement sismiques des contreventements excentriques.
- Vérifier si l'utilisation de liens plus courts que l'espacement entre les diagonales influence la conception et le comportement sismiques des conceptions modulaires.

## 1.3 Méthodologie

Pour ce faire, l'analyse est divisée en plusieurs étapes :

1. Revue de littérature et des codes et normes sur la conception de contreventements excentriques modulaires et conventionnels.
2. Analyse paramétrique selon la méthode des forces statiques équivalentes du Code national du Bâtiment 2015 afin de déterminer la meilleure façon de concevoir un contreventement excentrique. Les paramètres évalués sont la localisation de la structure, le nombre d'étages, la largeur des cadres, la longueur du lien et le respect ou non de la limite de période pour le calcul des déplacements inter-étages. Pour cette analyse, tous les liens sont de la même longueur sur la hauteur d'un bâtiment.
3. Analyse paramétrique sur les contreventements excentriques modulaires seulement. La conception est effectuée avec l'analyse statique du CNBC 2015. Cette analyse a 2 objectifs. Le premier objectif est d'évaluer la conception d'une structure où les liens sont de longueur différente à chaque étage. Le deuxième objectif est d'évaluer la conception de cadres où le lien est plus court que l'espacement entre les diagonales. Ceci est un avantage exclusif aux cadres modulaires. Dans ce mémoire, ce type de conception sera appelé conception « e' ».
4. Conception détaillée avec l'analyse dynamique spectrale du CNBC 2015 des cadres excentriques qui ont été jugés optimaux dans les étapes précédentes, incluant certaines conceptions « e' ».



5. Analyse dynamique temporelle non linéaire à l'aide du logiciel OpenSees des cadres conçus selon l'analyse spectrale. Les bâtiments de Vancouver sont soumis à 17 séismes provenant d'enregistrements historiques et simulés alors que les bâtiments de Montréal sont soumis à 16 mouvements sismiques simulés.

Suivant les analyses, des conclusions et des recommandations sont fournies sur la conception de contreventement excentrique modulaire.

## **1.4 Organisation**

Ce mémoire est divisé en 7 chapitres. Le premier présente le problème, les objectifs et la méthodologie de l'étude. Le deuxième est une revue de la littérature sur les EBFs et une revue des normes applicable à l'étude. Le troisième chapitre est une analyse paramétrique sur les EBFs et un exemple de conception y est présenté. Le quatrième chapitre porte sur les structures de type EBFMs seulement. Ce chapitre porte sur des analyses complémentaires qui ne cadreraient pas exactement avec le chapitre 3. Le chapitre 5 est constitué des analyses spectrales des bâtiments jugés optimaux aux chapitres 3 et 4. Le chapitre 6 présente la méthodologie utilisée pour la calibration des séismes et de l'élément lien. Ce chapitre présente également les résultats des analyses temporelles non linéaires. Finalement, le chapitre 7 résume la recherche et propose de recommandations basées sur les résultats obtenus.

## **CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE**

La revue de littérature a été basée sur 5 principaux thèmes : les avantages des conceptions EBF, l'optimisation de la conception, l'analyse du comportement des structures de type EBFCs, l'analyse du comportement des structures de type EBFMs et la modélisation de l'élément lien. La revue de littérature revient également sur les articles de la norme d'acier et du Code national du bâtiment utiles pour cette recherche.

### **2.1 Revue des anciennes études sur le sujet**

#### **2.1.1 Recommandation pour la conception et avantages**

On peut retracer les débuts des contreventements excentriques à il y a environ 40 ans. En effet, Popov et al, (Popov, Takanashi, & Roeder, 1976) indiquent que la première étude sur les contreventements excentriques a été effectuée au Japon au début des années 1970. Dans leur article, Popov et al. présentent le concept comme une amélioration possible des cadres à contreventement concentrique. Une première étude sur le système en Amérique du Nord a permis de valider le concept. (Roeder & Popov, 1978) (Popov & Roeder, 1978), Les essais ont été réalisés sur des EBFs avec diagonales simples et des liens ductiles aux deux extrémités des diagonales. C'est dans ces articles qu'il a été démontré que la courbe d'hystérésis des éléments liens d'un cadre excentriques ne subit pas d'effet de « pinching » comme les cadres concentriques. Ce qui signifie que les cadres excentriques sont plus efficaces pour dissiper l'énergie sismique.

Sidwell (1985) recommande l'utilisation de la configuration en chevron pour la conception de contreventement excentrique. En effet, l'élément lien dans la configuration en chevron est au centre de la portée, où le cisaillement dû aux charges de gravité est moins important. Pour la configuration en Z, le lien est à une ou l'autre extrémité de la portée où le cisaillement dû aux charges de gravités est important. Étant donné que le lien se déforme en cisaillement, il est préférable qu'il soit moins chargé lorsque le séisme se produit. Également en utilisant la configuration en Z, une connexion rigide entre le lien est la colonne doit être fournie. Ceci transfère une partie du moment à la colonne qui doit être conçue en conséquence. Dans la configuration en chevron, aucune connexion rigide n'est nécessaire entre la poutre et les colonnes. Les interactions des efforts axiaux et de flexions dans l'élément poutre à l'extérieur du cadre sont critiques. Pour mitiger les efforts dans la poutre, il peut être utile de la concevoir comme une poutre mixte. De cette manière, le diaphragme rigide aide à reprendre une partie de l'effort axial. L'utilisation de poutres mixtes n'est pas évaluée dans cette recherche.

Popov et al. (1987) et Popov et Engelhardt (1988) indiquent que les contreventements excentriques sont une bonne option lorsque les cadres rigides ne sont pas économiques et que des contraintes architecturales empêchent l'utilisation des cadres à contreventement concentrique. Les contreventements excentriques ont l'avantage d'avoir un élément lien agissant comme un fusible qui prévient le flambement des diagonales, même sous des chargements extrêmes. Cependant, lorsque l'on augmente la longueur du lien, la rigidité latérale de la structure diminue drastiquement. Le concepteur peut donc ajuster la longueur du lien afin de modifier la période du bâtiment et éloigner la période fondamentale du bâtiment d'un pic d'accélération dans le spectre d'accélération au site. Les contreventements excentriques ont une courbe d'hystérésis très stable et répétitive avec peu de dégradation. Ceci permet au système de rester stable dans le domaine inélastique. Cependant, ce n'est pas le cas pour les cadres concentriques où le flambement des diagonales crée une dégradation rapide de la courbe d'hystérésis par « pinching ».

En 1996, le « Structural Steel Educational Council » publie un « Steel Tips » pour expliquer les bonnes méthodes de conception des contreventements excentriques (Becker & Ishler, 1996). On y déconseille l'utilisation d'un lien adjacent à une colonne. La conception du lien est optimisée en choisissant une capacité en cisaillement minimale par rapport à la demande en cisaillement à chacun des étages. C'est-à-dire d'obtenir le ratio  $V_{fL}/V_{rL}$  le plus près possible de 1. La longueur du lien influence toute la conception, de la rigidité du cadre aux efforts dans les éléments à l'extérieur du lien. Étant donné l'influence majeure du ratio  $e/L$ , il peut être difficile pour le concepteur de choisir une bonne longueur de lien dans le document les auteurs suggèrent de commencer la conception avec une longueur de lien égale à 15% de la largeur du cadre.

Richards (2009) a proposé des équations pour prédire la rigidité d'un contreventement excentrique conventionnel, ce qui peut être utile pour la conception.

### 2.1.2 Optimisation

Étant donné que la longueur du lien influence autant la conception et la réponse sismique d'un contreventement excentrique, certains chercheurs ont voulu optimiser la sélection de la longueur du lien.

Des chercheurs ont découvert que la dissipation de l'énergie d'un lien d'un cadre excentrique peut être améliorée considérablement en optimisant la localisation et l'épaisseur des raidisseurs du lien (Ohsaki & Nakajima, 2012). La méthode utilisée s'appelle « tabu search » et un résultat optimal pour l'emplacement et l'épaisseur des raidisseurs peut être trouvé en quelques itérations seulement. Cette recherche s'intéresse seulement au comportement du lien. C'est-à-dire que seuls les liens ont été analysés et non pas le comportement du cadre en entier.

Gong, Xue et Xu (2013) se sont intéressé à optimiser un contreventement excentrique pour les objectifs suivants (Gong, Xue, & Xu, 2013):

- Minimiser le poids structurel
- Minimiser l'énergie sismique induite dans le système
- Maximiser l'énergie dissipée par les liens

L'optimisation a été faite en utilisant une analyse temporelle non linéaire et un algorithme génétique à plusieurs objectifs. Les chercheurs ont découvert qu'il est plus efficace de concevoir le lien et la poutre à l'extérieur du lien avec deux nuances d'acier différentes pour les cadres modulaires. En effet, il est nécessaire d'avoir une poutre à l'extérieur du lien plus forte que le lien pour résister aux efforts combinés de flexion et de compression/tension. Pour les cadres conventionnels, ceci se fait en augmentant les dimensions de la poutre. Pour un cadre modulaire, il est également possible de modifier les dimensions de la poutre, mais également la nuance d'acier du lien et de la poutre. Pour les cadres conventionnels, il est recommandé de souder des raidisseurs sur les ailes des poutres à l'extérieur du lien pour en augmenter leur résistance.

La méthode a été appliquée à des bâtiments de 3 étages se déformant principalement en cisaillement et non en flexion. La méthode d'optimisation est moins efficace pour les bâtiments de grandes hauteurs. En effet, pour les bâtiments de plusieurs étages, il est plus économique d'augmenter la section des colonnes du bas de la structure afin d'augmenter la rigidité latérale plutôt qu'en modifiant les éléments du cadre des étages supérieurs (lien, poutre et diagonale). Ceci causait une énorme demande computationnelle et plusieurs heures étaient nécessaires avant d'avoir une solution. Étant donné que la méthode d'algorithme génétique n'était pas applicable à toutes les structures, pour les EBFs de grandes hauteurs, Kobojevic & David (2012) proposent plutôt la démarche suivante.

- i) Choisir les liens pour les charges sismiques et de vent
- ii) Choisir les autres éléments du cadre pour toutes les autres combinaisons charges possibles, charges de gravité, charges de vent, charges déstabilisatrices et charges sismiques obtenues de la conception par capacité.
- iii) Vérifier les critères de déplacements inter-étages sismiques et de vent
- iv) Calculer les facteurs de stabilité globale  $U_2$  et comparer avec la limite maximale de 1,4
- v) Ajuster les forces pour tenir compte des effets P- $\Delta$
- vi) Vérifier les efforts, capacité, rigidité et stabilité pour les charges augmentées
- vii) Vérifier les éléments du cadre pour les forces imposées par le lien (calcul par capacité)
- viii) Vérifier les rotations inélastiques des liens

### 2.1.3 Analyse du comportement du EBFC

Les articles suivants portent sur le comportement sismique des contreventements excentriques conventionnel.

Koboevic et al. (2012) ont étudié des bâtiments de 3 et 8 étages conçus avec des cadres excentriques conventionnels pour des conditions de l'est et de l'ouest du Canada. L'analyse a été effectuée avec 3 logiciels d'analyse temporelle non linéaire : OpenSees, ANSR-1 et DRAIN-2DX. Il a été observé que chaque logiciel a donné des valeurs d'efforts dans la structure similaire. Cependant, la déformation des cadres a grandement varié d'un logiciel à l'autre. Différents logiciels n'ont pas prédit le même déplacement maximal ou la localisation de ce déplacement dans la structure. Les bâtiments de Vancouver de 8 étages ont eu une dissipation d'énergie non uniforme sur la hauteur du bâtiment même si le facteur de surrésistance était assez constant à chaque étage. Les déplacements inter-étages et les rotations inélastiques du lien ont varié de manière considérable entre les différents logiciels utilisés. Il y a cependant une forte corrélation entre le déplacement inter-étages maximal et la rotation inélastique du lien maximale. Lors d'un séisme, il a été vérifié que la plastification de la poutre à l'extérieur du lien est un comportement acceptable pour les EBFs avec des liens courts. Finalement, les auteurs concluent en stipulant que lorsque les critères de conception par capacité ne sont pas respectés, une défaillance structurelle des colonnes est une possibilité. En bref, les critères de conception par capacité doivent absolument être appliqués.

Koboevic & David (2010) traitent du comportement des bâtiments de plus grande hauteur conçus avec des cadres à contreventement excentrique (Koboevic & David, 2010). Pour les bâtiments très élevés, les liens des étages les plus hauts ont dû être choisis afin de demeurer élastiques sous les charges de vent. Ceci a créé une surrésistance élevée dans les liens de ces étages, ce qui a grandement affecté la réponse sismique non linéaire des bâtiments. Les déformations plastiques aux étages supérieurs et inférieurs sont généralement plus importantes que celles aux étages centraux. Selon l'article, aucune limite de hauteur n'est nécessaire pour les cadres excentriques conventionnels puisqu'ils ont tous eu un comportement satisfaisant. Le seul bémol que l'article soulève est que d'autres systèmes de reprise de charge latérale sont probablement plus efficaces pour les bâtiments de grande hauteur.

Afin de mitiger la réponse inégale des bâtiments sur leur hauteur, Koboevic & Redwood (1997) proposent une conception basée sur des analyses temporelles. Cette méthode donne de meilleurs résultats que les méthodes de conception basées sur l'analyse spectrale, mais elle est par contre beaucoup plus longue. Cette méthode de conception n'est pas pratique dans un contexte de travail dans une firme de génie-conseil et elle est trop longue pour les analyses paramétriques de ce présent mémoire.

Une des raisons pour lesquelles les rotations inélastiques du lien sont mal prédites lors de la conception est que la formule utilisée dans le code américain de 2005 (ANSI, 2005) ne tenait pas en compte la déformation axiale verticale au sommet des colonnes (Özhendekci & Özhendekci, 2008). Ces auteurs ont tenu compte de ce phénomène dans leur étude. Dans leur travail, ils ont réalisé une étude paramétrique comprenant des analyses statiques non linéaires (analyses de type « pushover »). Ils concluent que l'augmentation de la longueur d'un lien court augmente généralement le poids de la structure, mais également la résistance au séisme. Pour un lien plus long, le moment dans les autres éléments du cadre est plus élevé et de plus gros éléments doivent être choisis pour y résister. Pour une longueur constante de lien, l'augmentation de la largeur du cadre entraîne une hausse du poids de la structure. Pour les structures avec de longs liens « courts » se déformant en cisaillement, un plus grand déplacement inter-étages est nécessaire avant d'obtenir la rotation inélastique maximale du lien. Il est également déconseillé d'utiliser de très courts liens pour des bâtiments de grande hauteur, car il est alors difficile de respecter la rotation inélastique maximale des liens.

Yigitsoy et al. (2014) recommandent que le facteur de surrésistance due à l'écrouissage du lien soit en fonction de la longueur du lien. Ce facteur a une valeur de 1,3 pour le Code canadien S16-14. En effet, les liens qui se plastifient en cisaillement, appelé liens courts, ont tendance à avoir une grande surrésistance d'écrouissage alors que les liens plus longs, qui se déforment en flexion en régime inélastique, ont une surrésistance du lien qui est plus faible. Ceci est dû au fait que les longs liens sont plus sensibles au voilement local de la poutre, ce qui limite leur résistance ultime. De plus, l'article démontre que des ratios d'interaction compression-flexion de 1.0 sont acceptables pourvu que la stabilité de la poutre à l'extérieur du lien soit maintenue. Cette stabilité est maintenue si la longueur non retenue de la poutre à l'extérieur du lien est inférieure à  $0,13r_y E/F_y$ . Les conclusions s'appliquent plus sur les cadres à liens longs et intermédiaires où les critères de surrésistance pour les liens courts sont pénalisants lors de la conception. Dans l'article, on utilise un facteur K égal à 0,7 pour la condition non retenue encastree rotulée de la poutre à l'extérieur du lien.

### **2.1.4 Contreventements excentriques modulaires**

Les articles cités dans la section précédente ont largement traité du comportement des contreventements excentriques conventionnels. Dans cette section, on examine les articles portant sur les cadres à contreventement modulaire et leur comportement.

Un des principaux avantages des cadres modulaires est que le lien est remplaçable. Mansour et al. (2011) a montré que le remplacement des liens était possible dans le cas de cadres ayant subi un déplacement résiduel égal à 0,5% de la hauteur d'étage. Dans cette étude, les liens ayant été remplacés ont offert un

comportement supérieur aux limites imposées par les codes canadien et américain. On recommande d'utiliser des liens courts ayant une longueur  $e < 0,8M_p/V_p$  (Stratan & Dubina, 2004). Ceci permet de faciliter le remplacement des liens. La norme canadienne d'acier (S16-14) considère qu'un lien est « court » lorsque  $e < 1,6M_p/V_p$ . L'appellation « lien court » est utilisée pour les liens se déformant principalement en cisaillement. L'utilisation de lien très court est préférable puisqu'ils assurent un comportement élastique des connexions. Les interventions pour réparer les structures ne consistent qu'à remplacer le lien boulonné (Dubina, Stratan, & Dinu, 2008).

Un des principaux facteurs d'inquiétude pour les cadres modulaires est la connexion entre le lien et la poutre à l'extérieur du lien (Figure 2-2). Les essais réalisés par Mansour et al. (2011) ont révélé que les liens assemblés avec une connexion boulonnée dans l'âme avaient une plus grande capacité de rotation plastique. Cette plus grande rotation est obtenue par l'ovalisation des trous des boulons, ou par la rotation inélastique de l'assemblage boulonnée, et non par la rotation inélastique du lien. Le comportement inélastique d'une connexion par plaque de bout entre le lien et la colonne a été étudié par Ghobarah & Ramadan (1994) et c'est cette configuration qui a été utilisée dans les travaux de Dubina et al. (2008).

Il y a plusieurs avantages d'opter pour un cadre excentrique modulaire. La longueur du lien n'est plus déterminée par l'espacement entre les diagonales. Il est donc possible de garder la longueur de lien optimal tout en contournant une contrainte architecturale exigeant un espacement minimum entre les diagonales. Les deux moitiés de cadre comprenant les colonnes, diagonales et poutres de part et d'autre des liens peuvent être préfabriquées en sections faisant 3 à 4 étages de hauteur, ceci peut faciliter et accélérer le montage au chantier. La préfabrication en usine permet d'améliorer considérablement la qualité des connexions importantes soudées, comme la connexion rigide poutre-diagonale. Les liens peuvent être faits d'un alliage d'acier moins fort alors que les autres éléments du cadre qui peuvent être faits d'un acier plus résistant (Stratan & Dubina, 2004).

Selon Dubina et al. (2008), les contreventements excentriques modulaires ont montré de plus grands déplacements inter-étages et des déformations inélastiques plus importantes que les contreventements excentriques conventionnels. Cependant, les performances sismiques sont adéquates sous les critères de service. La réduction des déplacements latéraux résiduels permet un remplacement plus facile des liens endommagés. Une solution permettant de contrôler les déplacements résiduels est de combiner les contreventements excentriques à des cadres résistants aux moments (Stratan & Dubina, 2004).

Afin de s'assurer que les liens soient remplaçables, il faut s'assurer que la connexion soit en mesure de résister aux efforts de flexion et de cisaillement (Dusicka & Lewis, 2010). Ces chercheurs ont démontré qu'il était possible d'éviter la plastification du lien à proximité de la soudure poutre-plaque de bout en utilisant un raidisseur d'extrémité. Ces raidisseurs ont augmenté la capacité de déformation pour les longs

liens dans lesquels se forment des rotules plastiques, mais aucun test n'a été effectué pour les liens courts plastifiants en cisaillement. Un raidisseur d'extrémité (Figure 2-1) est un raidisseur parallèle à l'âme, contrairement aux raidisseurs conventionnels qui sont perpendiculaires à l'âme.

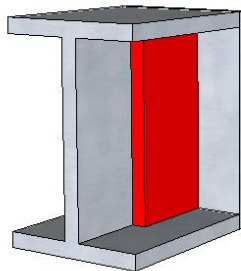


Figure 2-1 : Raidisseur d'extrémité

Pour les raidisseurs conventionnels, il est recommandé d'avoir un petit espacement entre chaque raidisseur (Stratan & Dubina, 2004). Ceci permet:

- 1) d'atteindre la force de cisaillement maximale;
- 2) une réponse d'hystérésis stable; et
- 3) une capacité de rotation accrue.

Par contre, des raidisseurs rapprochés peuvent causer une déchirure de l'âme prématurée au niveau des raidisseurs.

## 2.1.5 Comportement et modélisation des liens

### 2.1.5.1 Études sur le comportement des liens

Becker et Ishler (1996) définissent les liens courts comme étant un lien ayant une longueur inférieure à  $1,6M_p/V_p$ . Un lien est considéré « court » lorsqu'il se déforme en cisaillement. Afin d'assurer la déformation en cisaillement, les auteurs recommandent plutôt d'utiliser une longueur de lien inférieure à  $1,3 M_p/V_p$ . Plus le lien est court, plus la rotation du lien sera importante. Lorsque les limites de rotation sont dépassées, les déplacements latéraux doivent être réduits en rigidifiant le cadre ou le lien doit être allongé. L'étude menée par Ghobarah et Ramadan (1991) a conclu que les liens courts sont plus efficaces et plus ductiles que les liens longs. Cependant, les grandes déformations des liens courts peuvent endommager les éléments non structuraux avoisinant le lien.

Les liens longs sont des liens se déformant principalement en flexion. Afin d'assurer la déformation en flexion, la longueur du lien doit être plus grande que  $3,0 M_p/V_p$ .



Plusieurs programmes d'essais ont été réalisés pour étudier le comportement inélastique des liens des contreventements excentriques (e.g. (Malley & Popov, 1983) (Kasai & Popov, 1986) (Engelhardt & Popov, 1992) (Okazaki, Arce, Ryu, & Engelhardt, 2005) (Okazaki & Engelhardt, 2007)). Les plus récentes études d'Okazaki et al. (2005) ont révélé que le facteur de surrésistance,  $V_{\max}/V_n$ , utilisé dans la conception n'était pas conservateur pour les profilés avec des ailes épaisses où  $V_{\max}$  est le cisaillement dans le lien à la rupture et  $V_n$  est le cisaillement nominal de la section. On recommande d'augmenter le ratio de surrésistance pour les liens court avec des ailes épaisses, spécialement ceux faits de plaques soudées. Le facteur de surrésistance  $V_{\max}/V_n$  tend à être plus grand pour les liens courts que pour les liens longs. Le protocole de chargement a une grande influence sur la capacité de rotation inélastique du lien, mais il n'en a pas sur le mode de défaillance (Richards & Uang, 2003).

Lors de la conception de l'élément lien, un grand soin doit être porté à la soudure entre le raidisseur et l'âme. En effet, une soudure trop près de la région où se connectent l'aile et l'âme amène une défaillance prématurée du lien (Richard & Uang, 2005). Suite à l'étude de 2005 de Richards et Uang, Okazaki et Engelhardt (2007) ont cherché à étudier le mode de défaillance par fracture de l'âme qui était de mode de défaillance prédominant. La fracture de l'âme peut être retardée en maintenant une distance minimum entre la fin de la soudure du raidisseur à l'âme de la zone où l'âme et l'aile se connectent. Une autre méthode est de souder les raidisseurs sur les ailes seulement et ne pas les souder à l'âme.

Pour les contreventements excentriques en « Z », un problème important est de transmettre l'effort entre le lien et la colonne. Ces liens ont tendance à fracturer dans les ailes avant que la rotation maximale du lien ne soit atteinte (Prinz & Richards, 2009). Réduire la section de l'âme en la trouant afin de réduire les efforts dans les ailes ne serait pas une bonne méthode de retarder la défaillance des ailes.

Il a été démontré que bon nombre de liens intermédiaires n'atteignent pas le critère de rotation inélastique spécifié dans les codes (Richard & Uang, 2005). De ce fait, les auteurs recommandent qu'il devrait y avoir une règle spéciale sur l'espacement des raidisseurs pour les liens intermédiaires. Les résultats de leurs analyses indiquent qu'il est non conservateur d'étendre l'espacement des raidisseurs des liens courts aux liens intermédiaires. En effet, les liens intermédiaires sont plus sensibles au voilement local. L'extrémité des liens intermédiaires subit d'importantes interactions flexion-cisaillement et est plus sensible au flambement de l'âme.

Le facteur  $V_n/V_{nL}$  du lien et les caractéristiques dynamiques des séismes affectent beaucoup la réponse d'un contreventement excentrique. Des valeurs disparates du facteur de surrésistance sur la hauteur du bâtiment peuvent causer un mécanisme de ruine caractérisé par la plastification des liens dans certains étages seulement (Rossi & Lombardo, 2007). Généralement, la réduction du facteur de surrésistance

maximal affecte positivement la réponse sismique d'un contreventement excentrique en permettant d'obtenir un comportement inélastique plus uniforme.

### 2.1.5.2 Modélisation des liens

Ramadan & Ghoborah (1995) ont utilisé une version simplifiée d'un modèle développé par Ricles & Popov (1997). L'élément lien de Ricles et Popov est un lien élastique avec des rotules inélastiques à chaque extrémité. Tout le comportement inélastique est assumé par ces rotules inélastiques. Ces rotules sont divisées en plusieurs sous-rotules ayant chacune une relation moment-rotation et force-déformation de type rigide-plastique. Ces sous-rotules agissent parallèles. Ceci a pour effet de créer un comportement multilinéaire pour l'élément lien. Ramadan et Ghobarah partent du même principe, mais remplacent toutes les sous-rotules par des ressorts rotationnels et des ressorts translationnels. Ces éléments ressorts sont plus faciles à modéliser dans les logiciels de calcul sismique existants. Le modèle a subi une légère modification dans les travaux de Richards et Uang 2003. Le modèle de Ramadan et Ghobarah comportait une erreur sur le calcul de la rigidité en cisaillement. La rigidité totale du lien en cisaillement est de  $2 \cdot G \cdot A_w / e$  puisque les 2 ressorts à chaque extrémité du lien travaillent en série.

Koboevic et al. (2012) ont modélisé les liens courts avec seulement un ressort à une de leurs extrémités dans les analyses effectuées avec le logiciel OpenSees. Pour ce ressort, ils ont adopté le matériel Steel02, soit le modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto. Dans cette modélisation, la rigidité élastique spécifiée au matériel Steel02 est égale à  $2 \cdot G \cdot A_w / e$ . Les auteurs indiquent que cette modélisation reflète beaucoup mieux le comportement de l'acier que la modélisation multilinéaire. La transition est plus fluide et les valeurs de cisaillement intermédiaire et extrême sont représentatives de la réalité. L'utilisation du matériel Steel02 a également l'avantage de reproduire plus fidèlement les zones de transition entre les régimes élastique et plastique que la modélisation multilinéaire. Ce modèle reflète mieux le comportement local du lien, mais cela n'affecte que peu le comportement global du contreventement excentrique.

Si l'on utilise un modèle d'amortissement de Rayleigh dans les analyses dynamiques non linéaires, on doit éviter d'induire des forces artificielles pouvant être générées durant les excursions plastiques. Ce problème survient lorsque l'on spécifie un amortissement proportionnel à la rigidité initiale. L'utilisation d'un amortissement proportionnel à la rigidité tangente permet habituellement d'éviter ce problème (Charney, 2008).

## **2.2 Rappel des normes pour la conception des contreventements excentriques**

La conception parasismique des bâtiments en acier au Canada doit être effectuée selon la plus récente édition du Code national du Bâtiment (CNBC) et de la norme d'acier CSA-S16. Au moment de réaliser la présente étude, l'édition 2015 du CNBC était en développement, mais la majorité des nouvelles règles de conception parasismique avaient été établies et les structures étudiées dans ce mémoire ont été conçues sur la base de l'ébauche du CNBC disponible en 2014. Ces règles sont décrites dans cette section. Il est possible qu'elles diffèrent de celles qui ont été adoptées dans la version finale du Code national du bâtiment 2015. Les structures ont aussi été conçues en conformité avec la norme CSA-S16-14. Ce document était disponible pour ce projet et les règles de conception de cette édition de la norme sont résumées dans cette section.

### **2.2.1 CNBC 2015**

#### **2.2.1.1 Changements entre le CNBC 2010 et le CNBC 2015**

Les principaux changements entre les versions 2010 et 2015 du code national du bâtiment sont au niveau des données sismiques, des coefficients d'emplacement, du coefficient pour la contribution des modes supérieurs, du coefficient de réduction des moments renversants et du calcul du cisaillement à la base pour la méthode des forces statiques équivalentes.

Alors que le CNBC 2010 ne donnait que les valeurs de réponse spectrales de l'accélération pour des périodes de 0.2, 0.5, 1.0 et 2.0 secondes, le CNBC 2015 rajoute les valeurs pour des périodes de 5.0 et 10.0 secondes. Les valeurs des accélérations spectrales ont également changé. Le Tableau 2-1 montre la modification des valeurs d'accélération pour Vancouver et Montréal. Certaines valeurs ont augmenté alors que d'autres ont diminué.

Tableau 2-1 : Modification des valeurs d'accélération spectrale

	Vancouver		Montréal	
	CNBC2010	CNBC 2015	CNBC2010	CNBC 2015
<b>S<sub>a</sub>(0.2)</b>	0.94	0.848	0.640	0.595
<b>S<sub>a</sub>(0.5)</b>	0.640	0.751	0.310	0.311
<b>S<sub>a</sub>(1.0)</b>	0.330	0.425	0.140	0.148
<b>S<sub>a</sub>(2.0)</b>	0.170	0.257	0.048	0.068
<b>S<sub>a</sub>(5.0)</b>		0.0804		0.0176
<b>S<sub>a</sub>(10.0)</b>		0.0285		0.0062
<b>PGA</b>	0.460	0.369	0.330	0.379
<b>PGA<sub>ref</sub></b>		0.369		0.303

Dans le CNBC 2015, les facteurs de fondation associés à l'accélération et la vitesse,  $F_a$  et  $F_v$ , ne sont plus utilisés pour le calcul des accélérations spectrales relatives à la catégorie d'emplacement. Dans le CNBC 2015, les accélérations spectrales  $S_a(T)$  sont multipliées par un facteur d'emplacement  $F(T)$ . Alors que la détermination des coefficients  $F_a$  et  $F_v$ , dans le CNBC 2010 se faisait avec les valeurs d'accélération spectrale  $S_a(0,2)$  et  $S_a(1,0)$ , les facteurs  $F(T)$  dans le CNBC 2015 sont établis à partir de l'accélération de pointe au sol de référence,  $PGA_{ref}$ . Le calcul de  $PGA_{ref}$  se fait selon le nouvel article [4.1.8.4.9]) qui stipule que  $PGA_{ref}$  est égal à l'accélération de pointe au sol,  $PGA$ , établie pour une probabilité de 2% sur 50 ans, sauf si le ratio  $S_a(0,2)/PGA < 2,0$  auquel cas  $PGA_{ref}$  doit être pris égal à 0,8  $PGA$ . Le Tableau 2-1 montre les valeurs de  $PGA_{ref}$  utilisées pour Vancouver et Montréal. Dans cette recherche, l'hypothèse que les bâtiments reposent sur un sol de type C a été posée. Pour ce type de sol, les facteurs  $F(T)$  à toutes les périodes sont tous égaux à l'unité. Toutes les valeurs de facteur d'emplacement pour les autres types d'emplacements peuvent être retrouvées à l'annexe A de ce document.

Un autre changement dans le Code national du Bâtiment 2015 est sur le calcul du facteur tenant compte de la contribution des modes supérieurs sur le cisaillement à la base,  $M_v$ , et du facteur de réduction de moment renversant,  $J$ . Dans le CNBC 2010, ces deux facteurs prenaient différentes valeurs si le ratio  $S_a(0,2)/S_a(2,0)$  était plus petit ou plus grand que 8. Dans le CNBC 2015, le ratio à évaluer est  $S_a(0,2)/S_a(5,0)$  et l'on détermine les valeurs de  $M_v$  et  $J$  par interpolation entre des valeurs qui sont spécifiées pour  $S_a(0,2)/S_a(5,0) = 5, 20, 40$  et  $65$ . De nouvelles valeurs sont également ajoutées pour les murs de refends si leur période est supérieure à 5,0 secondes. Le nouveau tableau pour les facteurs  $M_v$  et  $J$  a été reproduit à la fin de l'annexe A.

### 2.2.1.2 Conception sismique

À l'exception des changements mentionnés ci-dessus, la conception sismique selon la méthode des forces statiques équivalentes (MSE) du CNBC 2015 se fait de la même façon que dans le CNBC 2010.

Pour un bâtiment à contreventements excentriques, le Code national du Bâtiment prescrit un coefficient de modification de force liée à la ductilité  $R_d$  de 4,0 et un coefficient de modification de force liée à la surrésistance  $R_o$  de 1,5. Ces valeurs sont valides pour les contreventements excentriques conventionnels et pour les contreventements excentriques avec lien modulaire.

La méthode d'analyse prescrite dans le CNBC est la méthode d'analyse dynamique, soit l'analyse spectrale ou l'analyse dynamique temporelle linéaire ou non linéaire. La méthode spectrale est généralement utilisée pour la conception alors que les méthodes temporelles sont choisies principalement pour la vérification du comportement des structures. Sous certaines conditions prescrites à l'article [4.1.8.7.1)], la méthode des forces statiques équivalentes (MSE) peut être utilisée au lieu d'une analyse dynamique. La MSE est une méthode simplifiée du calcul sismique où la réponse de la structure est basée principalement sur sa réponse dans son mode fondamental. Dans cette méthode, les facteurs  $M_v$  et  $J$  et la force  $F_t$  concentrée au sommet du bâtiment sont utilisés pour tenir compte de la contribution des modes supérieurs à la réponse sismique. Dans cette recherche, même si la presque totalité des bâtiments ne respecte pas les conditions d'utilisation de la MSE, on a utilisé cette méthode pour faire le prédimensionnement des structures à l'étude. La méthode d'analyse dynamique a été utilisée pour faire la conception des structures dont on a ensuite examiné le comportement par des analyses temporelles non linéaires.

Dans la MSE, le cisaillement à la base  $V$  d'un bâtiment est calculé avec sa période fondamentale,  $T_a$ . Le code prescrit une valeur empirique de la période fondamentale qui est égale à  $T_{emp} = 0,025 h_n$  pour les bâtiments contreventés, où  $h_n$  est la hauteur totale du bâtiment. Le Code permet d'utiliser la période fondamentale calculée par analyse dynamique,  $T_1$ , mais la période ainsi obtenue ne doit pas être plus grande que deux fois la valeur empirique  $T_{emp}$ . La valeur de cisaillement à la base est égale à :

$$V_{MSE} = \frac{S(T_a)M_v W I_E}{R_d R_o} \quad (2-1)$$

où  $S(T_a)$  est l'accélération spectrale pour la période fondamentale du bâtiment,  $M_v$  est le coefficient tenant compte des modes supérieurs de vibration, tel que défini ci-dessus,  $I_E$  est le coefficient de risque parasismique de l'ouvrage et  $W$  est le poids sismique de l'ouvrage. Les facteurs  $R_d$  et  $R_o$  sont des coefficients de réduction basés, respectivement, sur la ductilité et la surrésistance des systèmes de reprises des charges latérales. La valeur du cisaillement à la base est bornée par un minimum et un maximum donnés par :

$$V_{max} = \max \left[ \frac{2}{3} S(0,2); S(0,5) \right] W \frac{I_E}{R_d R_0} \quad (2-2)$$

$$V_{min} = S(2,0) M_v W \frac{I_E}{R_d R_0} \quad (2-3)$$

La valeur maximale va généralement s'appliquer aux structures de plus faibles hauteurs puisqu'elles ont des périodes généralement plus courtes alors que la valeur minimale de cisaillement à la base va généralement s'appliquer aux structures plus élevées. Une fois le cisaillement à la base calculé, il faut le distribuer à chaque étage. Dans la MSE, la distribution se fait selon :

$$F_x = \frac{(V_{MSE} - F_t) W_x h_x}{\sum W_i h_i} \quad (2-4)$$

où  $W_x$  et  $W_i$  sont les poids sismiques aux étages  $x$  et  $i$  respectivement et  $h_x$  et  $h_i$  sont les hauteurs aux étages  $x$  et  $i$  à partir du sol. La force  $F_t$  est la charge concentrée appliquée au toit du bâtiment pour tenir compte des modes supérieurs. Elle est égale à  $0,07T_a V$  si  $T_a$  est plus grande que 0,7 seconde, mais sans dépasser 0,25V.

Le CNBC 2015 limite l'utilisation de la méthode des forces statiques équivalentes aux bâtiments respectant une des conditions suivantes :

- $I_E F(0,2) S_a(0,2) < 0,35$ .
- Structure régulière dont la hauteur est inférieure à 60 mètres et dont la période  $T_a$  est inférieure à deux secondes dans les deux directions orthogonales.
- Structure irrégulière dont la hauteur est inférieure à 20 mètres et dont la période  $T_a$  est inférieure à ½ secondes dans les deux directions orthogonales. Ceci est valable pour les irrégularités de type 1, 2, 3, 4, 5, 6 et 8.

Si ces conditions ne sont pas remplies, une méthode d'analyse dynamique doit être utilisée. Les méthodes d'analyse dynamique sont : l'analyse dynamique linéaire, la méthode d'analyse spectrale, la méthode d'analyse temporelle linéaire ou la méthode d'analyse temporelle non-linéaire.

La méthode d'analyse spectrale (SPEC) consiste à calculer les modes de vibration de la structure et à combiner la réponse sismique de la structure dans chacun de ces modes. Comme mentionné, la MSE est basée sur une réponse dans le premier mode que l'on corrige avec les facteurs  $M_v$  et  $J$  et la force  $F_t$  pour tenir compte des modes supérieurs. Il s'agit d'une approximation du comportement réel, principalement pour les bâtiments de plusieurs étages où les modes supérieurs prennent davantage d'importance. La méthode spectrale est un moyen de mieux représenter le comportement de la structure. L'analyse spectrale est effectuée avec le spectre de conception  $S(T)$ . De l'analyse, on obtient un cisaillement à la base élastique,  $V_e$ , duquel on calcule le cisaillement dynamique de conception  $V_d = V_e I_E / R_d R_0$ . Toutefois, si le

cisaillement  $V_d$  est inférieur à 80% du cisaillement à la base obtenu de la méthode des forces statiques équivalentes  $V_{MSE}$ , la valeur de  $V_d$  est posée égale à  $0,8 V_{MSE}$ . Pour les bâtiments irréguliers,  $V_d$  doit être égal à  $V_{MSE}$  si  $V_d$  est inférieur à  $V_{MSE}$ . Tous les efforts et déplacements latéraux obtenus de l'analyse spectrale sont ensuite multipliés par le rapport  $V_d/V_e$  pour obtenir les effets sismiques de conception.

Pour les déplacements latéraux, le calcul de  $V_{MSE}$  utilisé pour fixer la valeur de  $V_d$  peut être fait avec la période fondamentale  $T_a = T_1$ , sans la limite supérieure de  $2 \cdot T_{emp}$ . Par contre, la période  $T_a$  doit être limitée à 2,0 s. pour ce calcul. Le calcul des déplacements inter-étages avec les efforts réduit donne  $\Delta_e$ , le déplacement inter-étages élastique. Afin d'obtenir le déplacement inter-étages totaux, incluant les déformations inélastiques, il faut multiplier  $\Delta_e$  par  $(R_d R_o)/I_E$ . Ce déplacement inter-étages total doit respecter les limites du code. Cette limite est de 2,5% la hauteur d'étage pour un bâtiment de catégorie de risque,  $I_E$ , normale et faible.

L'analyse dynamique temporelle non linéaire consiste à évaluer la réponse de la structure soumise à un ensemble d'enregistrements des mouvements sismiques du sol sismiques qui sont représentatifs des conditions tectoniques et géotechniques du site et dont l'amplitude est ajustée de telle sorte que leur spectre de réponse corresponde au spectre de dimensionnement prescrit par le code. Cette méthode sera utilisée dans ce projet afin d'évaluer la performance sismique des structures conçues avec méthode spectrale. La sélection des séismes et la calibration du modèle numérique utilisé pour ces analyses sont expliquées plus en détail au chapitre 6.1.

### 2.2.1.3 Calcul charge de vent

Pour les bâtiments de plus grande hauteur, les états limites sous les charges de vent peuvent contrôler la conception des structures. Dans le CNBC 2010, les effets du vent peuvent être obtenus d'une analyse statique ou d'une analyse dynamique. La première est permise pour les bâtiments qui ont une période fondamentale  $T_1$  inférieure à 1,0 s, une hauteur inférieure à 60 m et un rapport hauteur sur largeur effective inférieure à 4,0. Au moment de la conception des structures, la portion du CNBC 2015 sur les charges de vent n'était pas disponible. Dans ce projet, la méthode statique a été utilisée pour la conception de tous les bâtiments. Dans ce qui suit, on décrit seulement la méthode d'analyse statique. Étant donné que ce projet porte principalement sur la conception sismique, la méthode dynamique de calcul des charges de vent n'a pas été considérée. Elle ne sera donc pas présentée.

Le calcul de la charge du vent selon la méthode statique se fait en accord avec le CNBC 2010 et le commentaire « I » du code. Selon l'article [4.1.7.1.3], la pression de vent se calcule comme suit :

$$p = I_w q C_g (C_{e,ww} C_{p,ww} + C_{e,lw} C_{p,lw}) \quad (2-5)$$

Le coefficient  $I_w$  est le coefficient de risque de la charge due au vent. Il est généralement égal à 1,0 pour le calcul de l'état limite ultime et 0,75 pour l'état limite de service. Les indices « ww » et « lw » désignent les parois au vent et sous le vent du bâtiment respectivement. Le coefficient  $C_e$ , défini à l'article [4.1.7.1.5)] est le coefficient d'exposition. Pour un bâtiment bâti sur un terrain à découvert, le coefficient  $C_e$  est calculé de :

$$C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{0,2} \quad (2-6)$$

Où  $h$  est la hauteur de référence. Pour la face au vent, la hauteur de référence est la hauteur de l'étage où l'on calcule la pression. Pour la face sous le vent, la hauteur de référence est la moitié de la hauteur totale du bâtiment. Ces hauteurs de référence sont définies à l'article 7 du commentaire « I » du CNBC 2010.

Le coefficient  $C_g$  est le coefficient de rafale, il est défini à l'article [4.1.7.1.6)] du code national du bâtiment du Canada. Il doit être égal à 2,0 pour le calcul des éléments structuraux des bâtiments.

Finalement, le coefficient de pression est obtenu à la figure I-15 du commentaire du CNBC 2015.

Une fois la rigidité latérale du cadre connu, il est possible de calculer les déplacements inter-étages dus au vent avec les efforts de vent calculés selon la méthode ci-dessus. La limite du code pour les déplacements inter-étages dus au vent est de 0,2% de la hauteur d'étage.

#### 2.2.1.4 Calcul de la surcharge due à la neige

La surcharge due à la neige se calcule selon l'article [4.1.6.2] du CNBC 2015. L'équation pour le calcul de la surcharge de neige,  $S$ , est :

$$S = I_s [S_s (C_b C_w C_s C_a) + S_r] \quad (2-7)$$

où  $I_s$  est le coefficient de risque dû à la charge de neige.  $S_s$  et  $S_r$  sont la charge de neige au sol et la charge de pluie avec une récurrence 1 : 50 ans. Les autres coefficients sont :

- $C_b$  est le coefficient de charge de neige au toit. Typiquement, il est égal à 0,8 sauf pour les toits ayant une aire importante.
- $C_w$  est le coefficient d'exposition au vent. Ce facteur est généralement posé égal à 1,0. Il peut être réduit à 0.75 pour les structures sans obstacle.
- $C_s$  est le coefficient de pente. Il est égal à 1,0 pour les toits plats.
- $C_a$  est le coefficient de forme qui tient compte de l'accumulation de neige pour les toits bas ou parties de toiture comprenant des obstacles pouvant causer des accumulations. Il est égal à 1,0 pour les toitures sans obstructions importantes.



### 2.2.1.5 Calcul de la surcharge d'occupation

Pour les bâtiments multiétagés, il est permis par l'article [4.1.5.8] de réduire la surface tributaire pour le calcul des effets de la charge d'occupation. Cette réduction prend la forme d'un facteur réduisant la surcharge. Pour les bâtiments à l'étude, le facteur de l'article [4.1.5.8.3)] été utilisé :

$$F_{rL} = 0,3 + \sqrt{9,8/B} \quad (2-8)$$

où B est la surface tributaire en mètres carrés pour un type d'usage.

## 2.2.2 Norme de la CSA-S16-14

Il y a quelques différences dans la procédure de conception de contreventement excentrique de type D entre la norme CSA S16-09 (CSA 2009) et la norme CSA S16-14. La principale différence est que la norme S16-14 comporte les informations pour la conception de contreventements excentriques à liens modulaires. La norme spécifie, comme le Code national du Bâtiment, un coefficient  $R_d$  égal à 4,0 et un coefficient  $R_o$  égal à 1,5. La dissipation de l'énergie dans un contreventement excentrique se fait par la plastification du lien ductile. La norme CSA-S16-14 prescrit une conception par capacité pour obtenir ce comportement.

### 2.2.2.1 Conception du lien ductile

La Figure 2-2 montre les différentes configurations d'un contreventement excentrique. La figure de gauche illustre une configuration en chevron et la figure de droite une configuration à une seule diagonale. On s'attardera à la première configuration qui a été retenue pour cette étude.

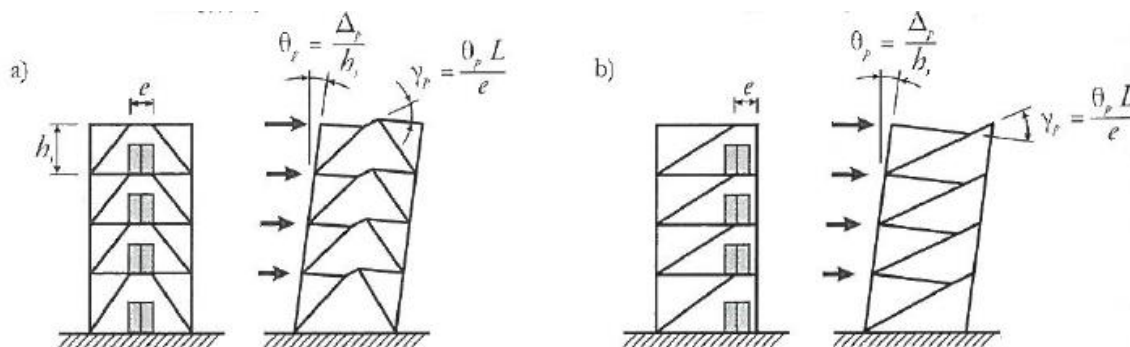


Figure 2-2 : Configuration de contreventement excentrique. (Figure tirée de Filiatrault et al. 2013)

Le lien doit plastifier en cisaillement (liens courts) ou en flexion (liens longs) avant que les autres éléments du cadre ne plastifient. Le lien peut être un segment de la poutre pour les EBF conventionnels ou un lien modulaire distinct du reste de la poutre pour les contreventements excentriques modulaires. Le lien doit être situé à au moins un bout des contreventements et n'est pas nécessaire dans les poutres de toit de

bâtiment de plus de 5 étages. Les liens doivent être de classe 1 et doivent être conçus pour reprendre les efforts axiaux, de cisaillement et de flexion. Pour qu'un lien court plastifie en cisaillement, sa longueur « e » doit être plus petite que  $1,6M_p/V_p$ , où  $M_p$  est le moment plastique du lien et  $V_p$  est le cisaillement plastique du lien. Un lien court peut avoir des ailes de classe 1 ou 2, mais l'âme doit être de classe 1.

Le lien d'un contreventement excentrique modulaire doit être un lien court se déformant en cisaillement. Les liens longs ou intermédiaires ne sont pas permis pour ce type de cadres.

La résistance pondérée en cisaillement du lien,  $V_r$ , doit être calculée de :

$$V_r = \min(\phi V'_p, \frac{2M'_p}{e}) \quad (2-9)$$

$$\text{Où : } V'_p = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_f L}{A_L F_y}\right)^2} \quad (2-10)$$

$$V_p = 0,55 w d F_y \quad (2-11)$$

et :

$$M'_p = 1,18 M_p \left(1 - \frac{P_f L}{A_L F_y}\right) \leq M_p \quad (2-12)$$

$$M_p = Z_x F_y \quad (2-13)$$

La longueur du lien est la longueur entre les diagonales pour les contreventements excentriques conventionnels. Pour les contreventements excentriques modulaires, la longueur du lien est la distance entre les deux plaques de bout ou la distance entre les rangées de boulons les plus proches. La longueur du lien ne doit pas être plus petite que la profondeur du lien. Ce lien peut être plus court que la longueur entre les diagonales tel que représenté sur la Figure 2-3.

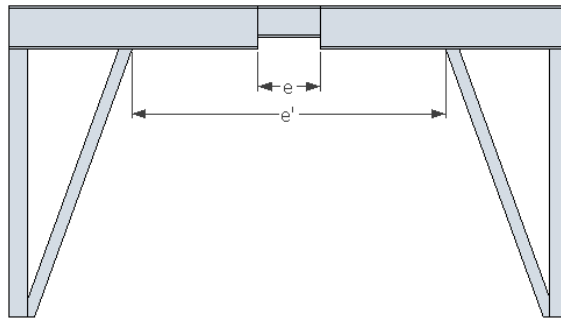


Figure 2-3 – Longueur du lien e vs espacement entre les diagonales e'

Dans la norme CSA-S16-14, il est spécifié que la longueur d'un lien modulaire ne doit pas être plus grande que  $1,6M_p/V_p$  si le ratio  $A_w/A$  est plus petit que le ratio  $0,3V_f/P_f$ , où  $P_f$  et  $V_f$  sont l'effort axial dans

le lien et l'effort de cisaillement dans le lien et  $A_w$  et  $A$  sont l'aire de cisaillement et l'aire brute de la section du lien. Si le ratio  $A_w/A$  est plus grand ou égal à  $0,3V_f/P_f$ , la longueur  $e$  doit respecter :

$$e \leq \left[ 1.15 - 0.5 \frac{P_{fL} A_{wL}}{V_{fL} A_L} \right] \left( \frac{1.6M_p}{V_p} \right) \quad (2-14)$$

Tel que l'indique l'article [27.7.2.3] de la norme CSA-S16-14, un lien n'est pas nécessaire dans les poutres de toit des bâtiments de plus de 5 étages. Le contreventement excentrique peut être remplacé par un contreventement concentrique.

Pour des liens se déformant en cisaillement, la rotation inélastique du lien,  $\gamma_p$ , doit être inférieure à 0,08 radian. La norme propose de calculer la rotation inélastique du lien à l'aide du déplacement inter-étages inélastique. Ce déplacement inter-étages inélastiques est considéré comme étant 3 fois le déplacement inter-étages élastiques,  $\Delta_e$ . Ceci se traduit par :

$$\gamma_p = \frac{3\Delta_e L}{h_s e} \quad (2-15)$$

Le déplacement inter-étages  $\Delta_e$  est celui calculé sous la charge sismique,  $L$  est la largeur du cadre et  $h_s$  est la hauteur d'étage. Par exemple, pour un ratio  $e/L$  de 5%, le déplacement inter-étages élastique maximum imposé par la limite de 0.08 rad sur la rotation inélastique du lien correspond à  $\Delta_e = 0,13\% h_s$  et  $R_d R_o \Delta_e = 0,8\% h_s$ , ce qui est plus restrictif que la limite de 2,5%  $h_s$  prescrite par le CNBC 2015.

Des raidisseurs doivent être installés à intervalles réguliers le long du lien (raidisateurs intermédiaires) et aux deux extrémités du lien (raidisateurs d'extrémités). Pour les liens modulaires faits de profilés en I avec plaques d'extrémité qui sont considérés dans ce projet, l'espacement entre les raidisseurs intermédiaires doit être au maximum de  $30w - 0,2d$  pour une rotation plastique de 0,08 rad et  $52w - 0,2d$  pour une rotation plastique de 0,02 rad. Pour des valeurs intermédiaires de rotation plastique, on peut interpoler linéairement entre ces deux espacements. Les raidisseurs intermédiaires peuvent être placés seulement d'un côté du lien si la profondeur  $d$  du lien est inférieure à 650 millimètres. Les raidisseurs d'un côté doivent avoir une épaisseur supérieure à la plus grande valeur entre  $w$  ou 10 millimètres et une largeur supérieure à  $0,5(b - 2w)$ . Si les raidisseurs sont requis des deux côtés, la largeur combinée des deux raidisseurs doit être supérieure à  $b - 2w$  et les raidisseurs doivent avoir une épaisseur minimale égale à la plus grande valeur entre  $0,75w$  ou 10 millimètres. Les soudures attachant les raidisseurs à l'âme doivent s'arrêter à une distance égale à 5 fois l'épaisseur de l'âme de la section de transition entre l'âme et l'aile de la poutre. Pour les liens modulaires, les plaques de bout utilisées pour la connexion lien-poutre sont considérées comme les raidisseurs d'extrémités.

Le lien fait de profilé en I doit être supporté latéralement aux ailes supérieure et inférieure à chaque extrémité du lien. Ces supports latéraux doivent avoir une résistance pondérée d'au moins  $0,06btR_y F_y$ .

Dans cette expression, le facteur  $R_y$  reflète la limite élastique probable de l'acier des liens donnée par  $R_y F_y$ . Le facteur  $R_y$  est égal à 1,1, mais le produit  $R_y F_y$  doit être au moins égal à 385 MPa.

Selon le calcul par capacité, une fois les liens choisis, on détermine la résistance probable des liens qui servira à déterminer les efforts sismiques qui seront induits dans les autres composantes du cadre. Pour les liens courts, la résistance probable en cisaillement doit être prise égale à 1,3  $R_y$  fois la résistance nominale du lien. Le facteur 1,3 tient compte principalement de l'effet de l'écroutissement sur la résistance plastique de l'acier.

Le calcul des efforts dans les autres éléments du cadre se fait selon le principe de conception par capacité. La résistance probable  $V_u$  du lien est donnée par :

$$V_u = 1,3 R_y V_p \quad (2-16)$$

$$V_{u,col} = 1,15 R_y V_p \quad (2-17)$$

La première équation (2-16) est utilisée pour les poutres, les diagonales et les colonnes des deux derniers étages. Pour les autres colonnes, il est permis d'utiliser l'autre équation (2-17).

### 2.2.2.2 Conception de la poutre à l'extérieur du lien

La poutre à l'extérieur du lien doit être de classe 1 ou 2. La poutre à l'extérieur du lien doit avoir une résistance pondérée suffisante pouvant reprendre les efforts axiaux et de flexion induits par les charges de gravité et un effort de cisaillement dans le lien correspondant à sa résistance probable. Les articles [13.8] et [13.9] de la norme S16 traitent des équations d'interaction des efforts axiaux et de flexion. Pour des contreventements excentriques conventionnels où le lien est un segment de la poutre, la résistance pondérée de la poutre à l'extérieur du lien peut être multipliée par  $R_y/\phi$ . Pour les contreventements excentriques modulaires, cette relaxation n'est pas permise, car l'acier du lien et de la poutre peuvent avoir des résistances différentes. Pour les profilés en I de classes 1 et 2, la norme canadienne permet de prendre 85% de l'effort de flexion lorsque l'interaction compression-flexion est évaluée, mais elle ne le permet pas pour l'interaction tension-compression. Cette deuxième interaction est souvent critique pour les poutres des contreventements excentriques. Dans la norme américaine (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010), on permet d'utiliser le facteur 0.85 pour l'interaction  $T_f$ - $M_f$ . Comme la rupture associée à cet état limite est ductile, on a utilisé l'équation suivante pour l'interaction tension-compression :

$$\frac{T_f}{T_r} + \frac{0,85 * M_f}{M_r} < 1 \quad (2-18)$$

La poutre à l'extérieur du lien doit être suffisamment supportée latéralement pour éviter une rupture par instabilité. Si requis, les contreventements latéraux doivent être prévus aux ailes supérieure et inférieure.

### 2.2.2.3 Conception des diagonales

Les diagonales doivent être de classe 1 ou 2. Les diagonales doivent avoir une résistance pondérée permettant de reprendre les efforts axiaux et de flexions imposés par les charges de gravité plus un effort de cisaillement dans les liens égaux à leur résistance probable. L'intersection entre les lignes d'axe de la diagonale et de la poutre doit se faire au bout ou à l'intérieur du lien.

### 2.2.2.4 Conception des poteaux

Les poteaux doivent être de classe 1 ou 2. Chaque colonne doit reprendre l'effet cumulatif de la plastification des liens et des charges de gravité. Les forces imposées par les liens correspondent à leur résistance probable pour les 2 étages les plus hauts sur le bâtiment. Pour les autres étages, il est permis de ne considérer que 90% de ces forces. Les colonnes doivent respecter toutes les équations d'interaction des efforts axiaux et de flexion en ajoutant un moment égal à  $0,2ZF_y$ . Pour les 2 étages les plus hauts, on doit considérer un moment plus élevé égal à  $0,4ZF_y$ .

### 2.2.2.5 Calcul du facteur $U_2$

L'effet  $P-\Delta$  pour les charges sismiques est calculé à l'aide du facteur  $U_2$  spécifié dans la norme d'acier CSA-S16-14 :

$$U_2 = 1 + \left( \frac{\sum C_f R_d \Delta_f}{\sum V h_s} \right) \quad (2-19)$$

Où  $C_f$  est le poids de l'étage,  $R_d$  est le coefficient de ductilité,  $\Delta_f$  est le déplacement inter-étages total,  $V_f$  est le cisaillement d'étage et  $h_s$  est la hauteur d'étage. Le calcul du facteur  $U_2$  est un processus itératif. Tous les éléments de l'équation sont connus lors de la définition du problème, à l'exception du terme  $\Delta_f$ . Pour la première itération, le facteur  $U_2$  peut être posé égal à l'unité. Une fois la première conception complétée, on connaît la rigidité de la structure et il est possible de déterminer les déplacements élastiques inter-étages  $\Delta_f$ . Sur un étage, chaque contreventement reprend la moitié du cisaillement de l'étage, le cisaillement supplémentaire apporté par la torsion accidentelle et la moitié du cisaillement amené par les charges déstabilisatrices. Le facteur  $U_2$  multiplie cette somme de cisaillement pour trouver la valeur de cisaillement que chaque cadre contreventé doit reprendre. Le facteur  $U_2$  doit être inférieur à 1,4 pour que la structure soit considérée stable.

Il faut également calculer les facteurs  $U_2$  pour les charges de vents, ces facteurs sont pour les états limites ultimes :

$$U_{2,vent,ELU} = \frac{1}{1 - \frac{C_{f,ELU} * \Delta_{ELS}}{I_W * V_W * h_S}} \quad (2-20)$$

Et pour les états limites de service :

$$U_{2,vent,ELS} = \frac{1}{1 - \frac{C_{f,ELS} * \Delta_{ELS}}{I_W * V_W * h_S}} \quad (2-21)$$

## 2.3 Résumé

Après cette revue de la littérature, il a été décidé que seulement les liens courts se déformant en cisaillement seraient évalués puisqu'ils sont plus performants. De plus, on se limitera aux liens formés de profilés en I qui représentent le type de lien le plus courant pour les poutres. La configuration choisie est une configuration en chevron telle qu'illustrée à la Figure 2-2. On suppose que les connexions performant au niveau attendu, c'est-à-dire qu'il n'y aura pas de rupture ni déformations inélastiques (e.g. ovalisation des trous dans les assemblages boulonnés) au niveau des assemblages. Pour les liens modulaires, les connexions lien-poutre sont réalisées avec des plaques de bout boulonnées. La conception sismique se fera selon les prescriptions du Code national du Bâtiment 2015 et de la norme d'acier CSA-S16-14 qui ont été décrites dans la deuxième partie de ce chapitre.

## **CHAPITRE 3      CONCEPTION SELON LA MÉTHODE DES FORCES STATIQUES ÉQUIVALENTES**

Ce chapitre décrit les étapes suivies afin d'obtenir les différentes conceptions des contreventements excentriques en suivant les prescriptions de la norme CSA-S16-14. L'étude vise à évaluer l'influence de divers paramètres sur le poids et les déflexions des structures dans 2 villes canadiennes. Les paramètres à l'étude sont :

- le type de contreventement
- la hauteur du bâtiment
- la largeur du cadre
- le ratio  $e/L$
- le respect ou non d'un article du CNB demandant que le calcul des déplacements inter-étages soit fait avec une période fondamentale maximale de 2 secondes

compte tenu du grand nombre de cas qui sont traités, on a utilisé la méthode des forces statiques équivalentes (MSE) pour faire la conception des structures. La méthode dynamique est utilisée dans les prochains chapitres pour les structures dont le comportement sismique sera étudié en détail. De plus, un chiffrier Excel a été développé pour faire la conception automatisée des structures. Ce chiffrier est aussi employé plus tard avec la méthode d'analyse dynamique en utilisant comme intrants les sollicitations obtenues d'une analyse spectrale effectuée avec le logiciel SAP2000 (Computer and Structures America, 2014).

Le chapitre est divisé en différentes sections. Tout d'abord, les paramètres variables, tels que le type de contreventement, et les paramètres non variables, tels que la géométrie et les charges, seront énoncés. Ensuite, l'approche de conception sera définie. Suivant l'approche de conception, un exemple détaillé sera fourni. Finalement, les résultats pour chacune des structures à l'étude seront présentés et analysés afin de comprendre l'influence de chacun des facteurs.

### **3.1 Description des bâtiments et charges de gravité**

Cette section a pour objectif de définir les paramètres de l'étude. Les paramètres non variables seront définis en premier et les paramètres variables seront définis par la suite. Les paramètres non variables sont la localisation, la géométrie du bâtiment, les matériaux utilisés et les charges gravitaires. Les paramètres

variables sont le type de contreventement, la hauteur du bâtiment, la largeur du cadre, le ratio  $e/L$  et le respect ou non de la limite de période pour le calcul des déplacements inter-étages.

Le bâtiment de l'exemple est un bâtiment de 45,5 mètres par 45,5 mètres (Figure 3-1). Les deux villes canadiennes ont été choisies dans les 2 grandes zones sismiques du Canada. Pour la zone de l'Ouest, Vancouver en Colombie-Britannique a été choisie et pour la zone de l'Est, Montréal au Québec a été choisie. L'hypothèse que les bâtiments reposent sur du sol de type C a été posée, puisque c'est une condition typique pour des bâtiments faisant entre 5 et 15 étages. La catégorie de risque parasismique « normal » a été considérée pour toutes les structures. Ceci implique que le facteur  $I_E$  est égal à 1,0.

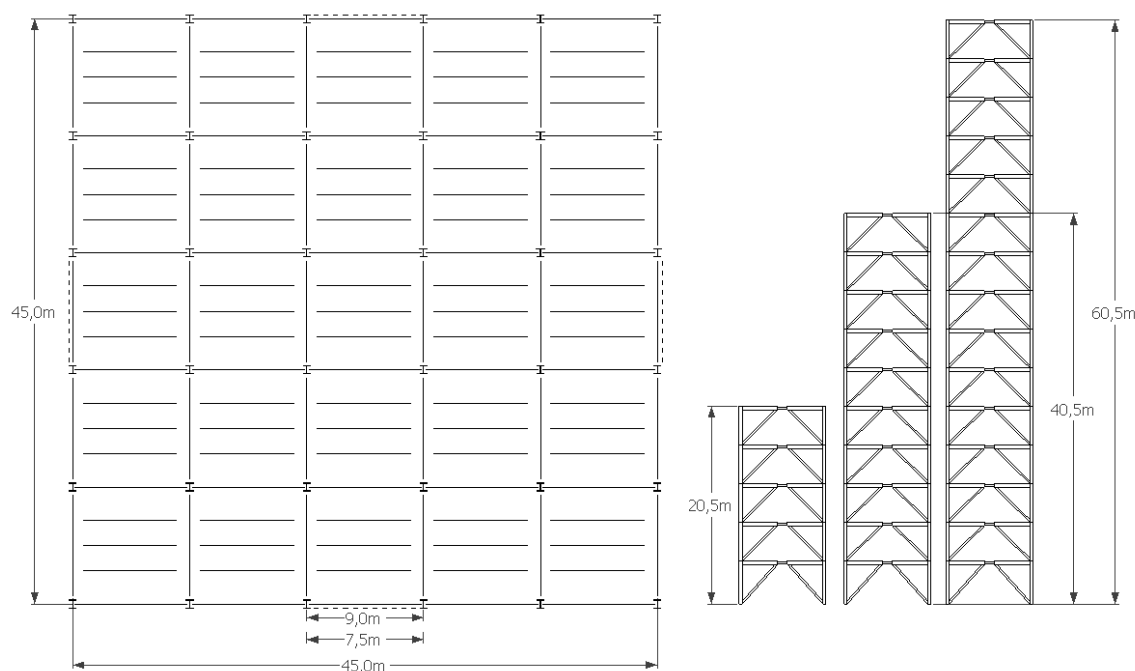


Figure 3-1 : Plan d'étage du bâtiment à l'étude

Le plan d'étage illustré à la Figure 3-1 est le plan utilisé lors des conceptions. Les poutres principales sont dans l'orientation nord-sud et les poutrelles sont dans l'orientation est-ouest. L'espacement entre les poutrelles est de 3 mètres. Tous les étages ont quatre mètres de haut à l'exception du premier étage qui est de 4,5 mètres de haut. Deux longueurs de poutre pour la baie contreventée sont étudiées : 7,5 et 9,0 mètres. Dans les deux cas, le bâtiment est constitué de 5 baies dans chaque direction et la baie contreventée est celle du centre, comme illustré sur la Figure 3-1. La différence entre les deux configurations est que les baies non contreventées changent de longueur afin que la longueur totale du bâtiment reste 45,0 mètres.

L'acier utilisé respecte la norme ASTM A992 pour les profilés W et ASTM A500 pour les profilés HSS. Tous les éléments du cadre sont de classe 1 ou 2 selon les recommandations de la norme d'acier S16-14.



Les colonnes sont considérées rotulées à la base et chaque colonne mesure 2 ou 3 étages de haut. Pour les bâtiments de 15 étages, les profilés standards ne pouvaient pas reprendre les efforts de compression imposés au 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étage. Certains profilés ont alors été ajoutés :

- Profilé HISTAR en acier ASTM A913
- Profilé W360x1086 en renforçant les ailes par des plaques de 25, 38 et 50 mm
- Profilé W360x1086 en renforçant l'âme par des plaques de 25, 38 et 50 mm
- Section carrée tubulaire faite de plaques de 38, 50, 75 et 100 mm d'épaisseur de 450, 500, 550, 600 mm de côté
- Section carrée pleine faisant 400, 450, 500, 550, 600, 650 mm de côté

Les charges mortes sont de 1,35 kPa au toit et de 4,6 kPa aux étages. Cette dernière inclut un poids de 1,0 kPa pour les cloisons amovibles. Le poids du revêtement extérieur des murs constitue une charge morte de 1,5 kPa. La surcharge vive d'occupation est de 2,4 kPa aux étages. Les surcharges de neige au toit sont de 2,48 kPa pour Montréal et de 1,82 kPa pour Vancouver.

Pour chacun des paramètres variables, il existe 2 ou 3 options. Il y a 3 types de contreventement excentrique (EBF) : modulaires (EBFM), conventionnels avec connexion poutre-diagonale rotulée (EBFC-rot) et conventionnels avec connexion poutre-diagonale résistante au moment (EBFC-résist). Les conceptions de type EBFM ont été évaluées avec une connexion rotulée entre la poutre et la diagonale. La connexion rigide entre la poutre et la diagonale pour les structures de type EBFM n'est pas nécessaire puisque la poutre à l'extérieur du lien peut être sélectionnée sans difficulté pour reprendre tous les efforts de flexion. Cela n'est pas le cas pour les structures de type EBFC. De plus, les connexions rigides sont plus coûteuses et plus exigeantes au niveau de la conception et il est estimé qu'un concepteur opterait pour une connexion rotulée, lorsque possible. C'est pourquoi les deux connexions (encastrée et rotulée) ont été évaluées pour les structures de type EBFC et seulement la connexion rotulée a été utilisée pour les structures de type EBFMs. Il existe 3 hauteurs de structure différentes : les 5, 10 et 15 étages. Pour chaque conception, 3 ratios  $e/L$  différents ont été sélectionnés parmi les quatre ratios suivant : 5%, 10%, 15% et 20%. L'avant-dernier paramètre variable est la largeur du cadre soit : 9 et 7,5 mètres. Finalement, le dernier paramètre est le respect ou non de la limite de période pour le calcul du déplacement inter-étage. Ceux respectant la limite sont notés « T » alors que ceux ne respectant pas la limite sont notés « T2 ».

Dans le mémoire, la désignation qui est utilisée pour les structures est sous la forme suivante :

(localisation)-(type de contreventement)-(nombre d'étages)-(ratio  $e/L$ )-(largeur du cadre)-(connexion poutre-diagonale)-(respect de la limite de période pour le calcul du déplacement inter-étage)

Par exemple, « VAN-EBFM-10-15%-9-rotulé-T2 » désigne une structure située à Vancouver de type modulaire de 10 étages avec un ratio  $e/L$  de 15%. La largeur du cadre est de 9 mètres et le critère de période pour le calcul des déplacements inter-étages n'est pas respecté.

## 3.2 Approche de conception

La conception d'une structure résistante aux séismes nécessite la vérification de différentes exigences au niveau de la résistance et de la rigidité. Dans la plupart des cas, un seul des deux critères gouverne la conception de la structure, soit la résistance aux efforts pondérés induits dans les éléments du cadre, soit le contrôle du déplacement inter-étage. De plus, il faut vérifier que la rotation inélastique du lien respecte la limite fixée par la norme CSA S16 et que le facteur  $U_2$  n'excède pas la limite de 1,4. Les contreventements ont d'abord été conçus pour la résistance aux effets des séismes pour la combinaison de charges  $1,0E + 1,0D + 0,5L + 0,25S$  et ont ensuite été vérifiés pour les autres combinaisons de charges et autres états limites.

La procédure de conception varie légèrement pour chacun des types de contreventement excentrique. Les sections qui suivent expliquent les étapes de conception générale applicable aux trois types de contreventement ainsi que le détail de chacune de leurs particularités.

La procédure suivante s'applique uniquement pour les liens de type court, soit les liens dont la longueur «  $e$  » est inférieure à  $1,6M_p/V_p$ . Ces liens se déforment en cisaillement en régime inélastique.

Pour tous les contreventements excentriques, l'approche de conception est comme suit :

- Calcul des efforts sismiques.
- Sélection du lien permettant d'obtenir le ratio  $V_{rl}/V_{rL}$  le plus près de 1.0 et en favorisant l'uniformité sur la hauteur du bâtiment.
- Sélection des autres éléments du cadre selon le principe de conception par capacité.
- Vérification des déplacements latéraux, des rotations inélastiques, des effets de stabilité et des autres états limites.

Avant de calculer les efforts sismiques, voici quelques hypothèses au niveau de la conception :

- Les poutres ont une connexion rotulée avec les colonnes.
- Pour les connexions rigides entre la poutre et la diagonale, les efforts de flexion sont distribués selon leur rigidité respective en flexion. Le calcul de la rigidité des deux éléments se fait à l'aide de l'équation 3-1.

- Les diagonales ont une connexion rotulée avec les colonnes.
- La contribution de la dalle de béton des planchers pour la résistance et la rigidité du cadre n'a pas été prise en compte.
- La poutre est supportée latéralement pour éviter le déversement ou le flambement prématuré du profilé.

$$k = 3EI/L \quad (3-1)$$

La présence des charges axiales dans la poutre et la diagonale n'a pas affecté la rigidité flexionnelle de ces éléments.

Il est important de noter que tous les calculs ont été faits à l'aide d'un outil de calcul Excel que j'ai développé. Toutefois, il existe des logiciels pouvant faire le calcul des charges de la méthode des forces statiques équivalente et la conception des éléments du cadre.

### 3.2.1 Calcul des efforts

Les combinaisons suivantes ont été utilisées pour déterminer les états limites ultimes et de service lors de la conception :

- 1) 1,4D
- 2) 1,25D+1,5L+0,5S
- 3) 1,25D+1,5S+0,5L
- 4) 1,25D+0,4W+max(1,5L;1,5S)
- 5) 1,25D+1,4W+max(0,5L; 0,5S)
- 6) 1,0D+1,0E+0,5L+0,25S
- 7) 1,0D+1,0L+0,75W
- 8) 1,0D+1,0S+0,75W

La première étape dans la détermination des efforts sismique est le calcul de la période du bâtiment. Pour la majorité des bâtiments, la période fondamentale choisie est égale à la limite supérieure permise par le CNBC 2015, soit deux fois la période calculée à l'aide de la formule empirique du CNBC,  $T_{emp}$ . Cette hypothèse est justifiée parce que la période calculée par la méthode dynamique,  $T_1$ , est habituellement plus longue que  $2,0 T_{emp}$ . Parmi les bâtiments à l'étude, la période obtenue de la méthode dynamique des structures avec des ratios  $e/L$  petits, soit 5% ou 7,5%, se retrouvait entre  $T_{emp}$  et  $2,0 T_{emp}$ . Dans ces cas, la période  $T_1$  a été utilisée directement. Toutefois, le code limite la période  $T_a$  à 2,0 s pour le calcul des efforts pour les contreventements en acier. Le Tableau 3-1 montre le choix des périodes pour 3 des bâtiments à Vancouver conçus avec les charges calculées à l'aide de la MSE. Pour le reste du mémoire et

pour alléger le texte l'expression « conception MSE » a été utilisée pour désigner les structures conçues avec les charges calculées à l'aide de la méthode des forces statiques équivalentes. La période choisie de tous les bâtiments conçus selon la MSE se retrouve en annexe B.

Tableau 3-1 : Choix de la période

	Conception		
Période	VAN-EBFM-5-5%	VAN-EBFM-10-15%	VAN-EBFM-15-15%
$2 \cdot T_{\text{emp}}(s)$	1,03	2,03	3,03
$T_1(s)$	0,81	2,35	2,92
$T_{\text{choisie}}(s)$	0,81	2,00	2,00

Une fois la période déterminée et le poids sismique calculé avec les valeurs des charges gravitaires de la section 3.1, il est possible de calculer les efforts sismiques à l'aide des équations 2-2 à 2-4 et des valeurs d'accélération spectrale du spectre de dimensionnement du CNBC 2015. Le cisaillement  $V_{\text{MSE}}$  est distribué sur toute la hauteur du bâtiment à l'aide de l'équation 2-5. L'effet de torsion accidentelle est ajouté. Pour la configuration choisie du bâtiment, l'effet de la torsion accidentelle représente une augmentation de 5,1% de l'effort de cisaillement repris par le contreventement étudié à chaque étage. Elle ne change pas entre les bâtiments conçus puisque la géométrie du bâtiment et l'emplacement des cadres contreventés restent la même. De plus, des charges déstabilisatrices égales à 0,5% du poids sismique de l'étage et l'effet P- $\Delta$  sont également ajoutées. L'effet P- $\Delta$  est expliqué à la section 2.2.2.5.

### 3.2.2 Sélection du lien

La valeur du cisaillement au milieu du lien  $V_{\text{fl}}$  peut être obtenue d'une approche statique pour une configuration en chevron du contreventement excentrique. Ce calcul est possible pour les chevrons symétriques, car il existe un point d'inflexion en plein centre du chevron. Le calcul de  $V_{\text{fl}}$  est fait avec l'équation suivante (voir Figure 3-2) :

$$V_{fL,x} = \frac{V_{fx} h_s}{L} \quad (3-2)$$

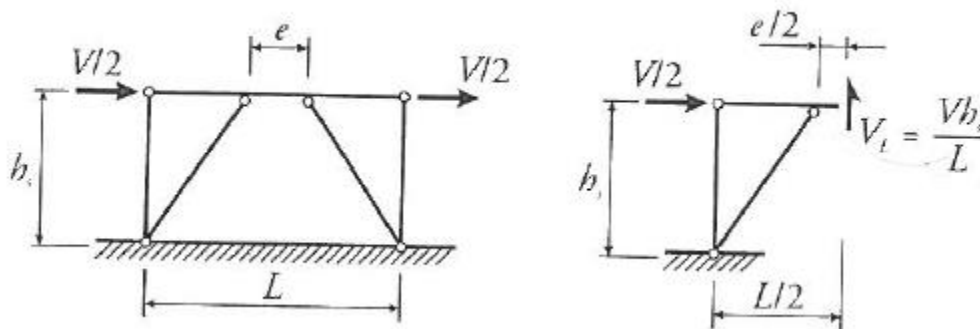


Figure 3-2 : Effort dans le lien sous charge latérale (Filiatrault, 2013).

Dans l'équation,  $V_{fx}$  est le cisaillement d'étage cumulé tenant compte de la torsion accidentelle, des charges déstabilisatrices et de l'effet P- $\Delta$  à chaque étage. La résistance en cisaillement du lien est calculée selon la Section 2.2.2.1.

Pour avoir une dissipation uniforme de l'énergie sismique, il est conseillé d'avoir un ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  uniforme sur toute la hauteur de la structure et que ce ratio soit le plus près possible de l'unité (Becker & Ishler, 1996). Conserver le ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  constant sur toute la hauteur est particulièrement difficile pour les structures de type EBFC-rot de plusieurs étages et pour les bâtiments avec un faible ratio  $e/L$ . Pour ces bâtiments, la sélection du lien peut être contrôlée par des critères autres que la résistance au cisaillement du lien induit par les charges sismiques, comme les efforts dus au vent, les interactions des efforts axiaux et de flexion dans la poutre à l'extérieur du lien ou le contrôle du déplacement inter-étage. Les liens choisis ont une longueur inférieure à  $1,6M_p/V_p$  afin d'assurer que son mode de plastification soit en cisaillement. En général, le lien du toit est celui ayant un ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  le plus faible. Bien qu'il est permis que le cadre du dernier étage soit un contreventement concentrique pour une structure de 5 étages et plus, toutes les conceptions de cette étude ont un contreventement excentrique à leur dernier étage afin d'en examiner son comportement.

### 3.2.3 Conception des autres éléments du cadre

Une fois le lien choisi, les autres éléments du cadre peuvent être sélectionnés. Ils sont soumis aux efforts dus aux charges de gravité et ceux induits par la plastification des liens atteignant leur résistance probable à l'effort tranchant. Le calcul de la résistance probable est montré à la section 2.2.2.1.

#### 3.2.3.1 Efforts dans les poutres

Les différents efforts à considérer lors de la conception par capacité de la partie de la poutre hors du segment ductile sont représentés sur la Figure 3-3

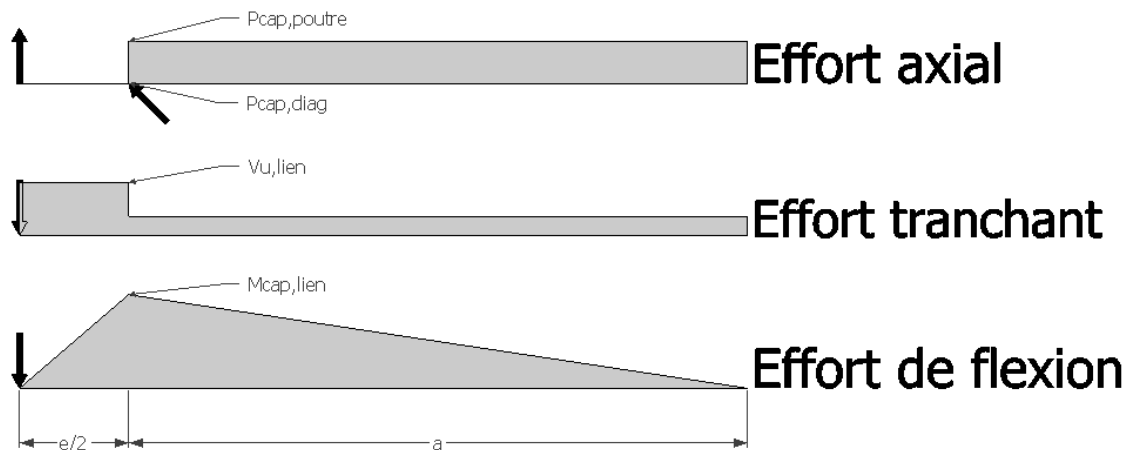


Figure 3-3: Effort dans la poutre selon la conception par capacité (valable pour connexion poutre-diagonale rotulée)

La charge axiale dans la poutre est déterminée en faisant l'équilibre aux nœuds des éléments. L'effort axial apporté par la plastification du lien et par les charges gravitaires doivent être additionnés afin obtenir l'effort axial total. La portion sismique de l'effort axial se calcule à l'aide de l'équation 3-3. Afin de trouver l'effort dans la poutre en compression, il suffit de soustraire la portion gravitaire de la portion sismique. Pour la poutre en traction, il faut additionner les deux portions ensemble.

$$P_{cap,poutre} = \frac{V_u * \frac{L}{2}}{a * \tan(\theta)} \quad (3-3)$$

Afin de déterminer la bonne section de poutre, il faut vérifier qu'elle respecte les équations d'interaction montrée à la section 2.2.2.2.

L'effort de flexion s'appliquant à l'extrémité du lien est égal à :

$$M_{cap,Lien} = V_u \frac{e}{2} \quad (3-4)$$

Cet effort doit être repris en totalité par la poutre si la connexion avec la diagonale est rotulée ou est partagé entre la poutre et la diagonale si la connexion entre la poutre et la diagonale est rigide. La distribution du moment entre la poutre à l'extérieur du lien et de la diagonale se fait selon la rigidité relative des éléments calculée selon l'équation 3-1. La distribution est illustrée à la Figure 3-4. Pour connaître l'effort total de flexion agissant sur la poutre et la diagonale, il faut ajouter l'effort de flexion apporté par les charges gravitaires à l'effort de flexion sismique.

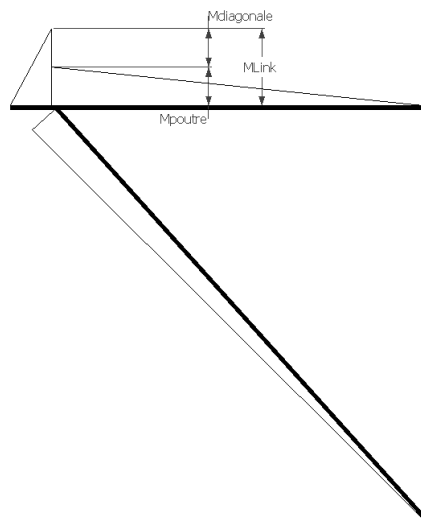


Figure 3-4 : Distribution des moments, connexion rigide

### 3.2.3.2 Efforts dans les diagonales

L'effort axial des diagonales est calculé en additionnant les efforts gravitaire et sismique. L'effort sismique est calculé avec la résistance ultime du lien tel qu'exigé par la conception par capacité. La valeur de cet effort axial est donnée par l'équation 2-16. Selon la direction d'application des charges latérales sur le cadre, une diagonale est en compression et l'autre en traction. La diagonale chargée en compression est toujours la plus critique lors du dimensionnement des éléments. Donc, la section trouvée sous les charges de compression sera appliquée aux deux diagonales d'un étage.

$$P_{cap,diag} = \frac{V_u * \frac{L}{2}}{a * \sin(\theta)} \quad (3-5)$$

Il y a un effort de flexion dans la diagonale seulement si la connexion entre la diagonale et la poutre est rigide. Dans ce cas, il faut s'assurer que le profilé respecte les équations d'interaction des efforts axiaux et de flexion. La flexion est distribuée entre la poutre et la diagonale en fonction de leur rigidité relative.

### 3.2.3.3 Efforts dans les poteaux

Comme expliqué à la section 2.2.2.1, le calcul des efforts apportés par la plastification du lien pour les poteaux se fait avec l'effort  $V_{u,col}$  (équation 2-17) du lien pour tous les poteaux à l'exception des poteaux aux deux étages supérieurs (équation 2-16).

Afin de trouver l'effort axial, il faut ajouter les efforts gravitaires aux efforts sismiques. Pour les charges sismiques, il faut faire une descente de charge axiale des étages supérieurs, y ajouter les charges apportées

par les diagonales  $P_{diag}$  et additionner l'effort apporté par la charge l'effort  $V_{u,col}$  du lien de l'étage. L'équation est montrée à l'équation 3-6, où « a » est la longueur de la poutre à l'extérieur du lien.

$$P_{cap,col,i} = P_{cap,col,i+1} + P_{cap,diag,col,i+1} \sin \theta_{i+1} + \frac{V_{u,col} e}{2a} \quad (3-6)$$

Tous les poteaux doivent être déterminés à l'aide des équations d'interaction développées à la section 2.2.2.4. Comme expliqué dans cette section, il faut ajouter un effort de flexion de  $0,2M_p$  pour les poteaux à l'exception des deux étages supérieurs où  $0,4M_p$  est ajouté.

### 3.2.4 Vérification

Avant de terminer la conception, certains éléments doivent être vérifiés. Les codes imposent des limites de déplacement inter-étage, de rotation inélastique du lien, et de stabilité. Il faut également vérifier que la période utilisée pour le calcul des charges sismiques est bonne. Finalement, il faut vérifier les éléments du cadre pour les autres états limites ultimes et de service.

#### 3.2.4.1 Vérification de la rigidité/déplacement et de la rotation inélastique du lien

La prochaine étape de la préconception est de vérifier les déplacements inter-étages par rapport aux limites imposées par le CNBC 2015. Les déplacements inter-étages élastiques calculés avec les efforts sismiques réduits doivent être multipliés par le facteur  $R_d R_o / I_E$  afin de trouver une estimation réaliste des déplacements incluant les déplacements inélastiques. Un logiciel de calcul peut aisément calculer les déplacements inter-étages, mais ils ont été calculés manuellement par l'outil de calcul Excel. Le déplacement inter-étages total est calculé par l'addition du déplacement inter-étages en cisaillement et du déplacement inter-étages en flexion à chaque étage. Les déplacements inter-étages en cisaillement correspondent aux déplacements attribuables à la déformation de chaque élément du cadre. Les principaux modes de déformation sont : le cisaillement de la poutre et du lien ( $\Delta_{bs}$ ), la flexion de la poutre et du lien ( $\Delta_{bf}$ ), l'effort axial dans la poutre ( $\Delta_{ba}$ ) et l'effort axial dans la diagonale ( $\Delta_{da}$ ). Si la connexion entre la poutre et la diagonale est rigide, on ajoute la déformation selon la flexion de la diagonale ( $\Delta_{df}$ ). Les équations 3-7 à l'équation 3-12 montrent le calcul des déplacements inter-étages en cisaillement. Afin de ne pas alourdir la présentation, les termes des équations suivantes ne seront pas définis, voir la « Liste des sigles et abréviations » en page *xxxi*.

Pour les structures de type EBFM et EBFC-rot:

$$\Delta_{bs} = \frac{V h_s^2 e^2}{L^2 (L-e) A_{wb} G_b} + \frac{V h_s^2 e}{L^2 A_{wL} G_L} \quad (3-7)$$

$$\Delta_{bf} = \frac{V h_s^2 e^2}{12 E_b I_{xb} L} - \frac{V h_s^2 e^3}{12 E_b I_{xb} L^2} + \frac{V h_s^2 e^3}{12 E_L I_{xL} L^2} \quad (3-8)$$



$$\Delta_{ba} = \frac{Va}{2EA_b} \quad (3-9)$$

$$\Delta_{da} = \frac{V(L-e)}{4EA_d(\cos\theta_i)^3} \quad (3-10)$$

Formule particulière pour les contreventements excentriques résistant aux moments

$$\Delta_{bf} = \frac{Vh_s^2 e^2}{12E_b I_{xb} L} \left( \left( \frac{k_b}{k_b + k_d} \right)^2 + \frac{e}{L} \left( 1 - \left( \frac{k_b}{k_b + k_d} \right)^2 \right) \right) \quad (3-11)$$

$$\Delta_{df} = \left( \frac{k_d}{k_b + k_d} \right)^2 \frac{Vh_s^2 e^2 L_d}{6E_d I_{xd} L_b^2} \quad (3-12)$$

Pour trouver les rigidités associées à chaque déplacement, il suffit de diviser l'effort de cisaillement par le déplacement inter-étage. Il est possible de séparer les termes des équations de la poutre pour connaître comment le lien et la poutre à l'extérieur du lien contribuent au déplacement inter-étages total. Ceci s'avère utile pour les contreventements modulaires afin de savoir quel élément contribue le plus au déplacement inter-étages total. Le déplacement inter-étages de flexion doit être ajouté au déplacement inter-étages de cisaillement afin de trouver le déplacement inter-étages total du bâtiment. Le déplacement inter-étages n'est pas critique pour les bâtiments de faible hauteur, mais il gouverne un bon nombre de conceptions des bâtiments de 15 étages. Le déplacement inter-étages de flexion se calcule à l'aide des équations 3-13 à 3-19.

$$\Delta\theta_i = \frac{P_{E,col,i} h_i}{EA_c L_b} \quad (3-13)$$

$$\theta_i = \theta_{i-1} + \Delta\theta_i \quad (3-14)$$

$$\Delta_{cs,i} = - \frac{P_{E,col,i} \left( \frac{e}{L} \right) h_x}{EA_c} \quad (3-15)$$

$$u_{flexion,i} = u_{flexion,i-1} + \theta_{i-1} h_i + \frac{\Delta\theta_i h_i}{2} + \Delta_{cs,i} \quad (3-16)$$

Où  $C_{E,col,i}$  est l'effort de compression dans la colonne à l'étage  $i$  sous l'effet des charges sismiques. Il se calcule comme suit :

$$P_{E,col,i} = \frac{M_{over,i}}{L} - P_{E,diag,i} \sin\theta_i \quad (3-17)$$

$$M_{over,i} = M_{over,i+1} + \frac{V_i h_i}{2} \quad (3-18)$$

$$P_{E,diag,i} = \frac{V_i}{4\cos\theta_i} \quad (3-19)$$

Où  $\theta$  est l'angle entre la diagonale et la poutre. Le CNBC 2015 spécifie que le déplacement inter-étages ne doit pas être supérieur à 2,5% de la hauteur d'étage  $h_s$ .

Pour les contreventements excentriques, la norme d'acier spécifie une limite sur la rotation inélastique du lien. Pour toutes les conceptions présentées dans ce papier, la limite de rotation inélastique du lien est de 0,08 radian puisque le mode de plastification du lien est toujours en cisaillement. Le calcul de la rotation inélastique pour un contreventement excentrique en chevron symétrique se calcule avec l'équation 2-13.

### 3.2.4.2 Vérification de la limite sur le facteur $U_2$

Une fois les déplacements latéraux trouvés, il est possible de recalculer une nouvelle valeur du facteur  $U_2$  et vérifier si elle concorde avec l'hypothèse du facteur  $U_2$  posée au départ. Le calcul de  $U_2$  se fait avec l'équation 2-19. Le nouveau facteur  $U_2$  modifie les efforts de cisaillement appliqués au contreventement excentrique. Il faut donc vérifier si les profilés choisis lors de la 1<sup>ère</sup> itération de la conception sont encore adéquats pour reprendre les nouveaux efforts de cisaillement. Dans le cas contraire, de nouvelles sections doivent être choisies pour les éléments du cadre et les déplacements inter-étages et le facteur  $U_2$  doivent être recalculés jusqu'à ce que la conception converge vers un cadre pouvant reprendre tous les efforts. Le facteur  $U_2$  ne doit jamais dépasser la valeur de 1,4. Si le facteur est plus élevé que cette valeur, le cadre est considéré instable et il doit être rigidifié.

La procédure itérative converge assez rapidement. Il était possible d'obtenir la réponse finale après 2 ou 3 itérations seulement.

### 3.2.4.3 Vérification de la période

Une fois les déplacements inter-étages trouvés, il est important de vérifier la période. L'outil de calcul Excel fait le calcul de la période fondamentale ( $T_1$ ) par la méthode de Rayleigh donnée par l'équation 3-20. Dans cette équation,  $W_x$  est le poids de l'étage,  $\delta_{xe}$  est le déplacement inter-étages élastique cumulatif,  $g$  est l'accélération gravitationnelle et  $F_x$  est la force latérale appliquée à l'étage. Cette étape est importante afin de vérifier si l'hypothèse de départ d'utiliser deux fois la période empirique du code était justifiée.

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{x=1}^n (W_x \delta_{xe}^2)}{g \sum_{x=1}^n (F_x \delta_{xe})}} \quad (3-20)$$

### 3.2.4.4 Vérification des conceptions pour les autres états limites.

Afin de déterminer si les conceptions sont adéquates, il faut s'assurer qu'elles respectent les efforts causés par les différentes combinaisons de charges prescrites dans le code et recopiées à la section 3.2.1.

Le bâtiment doit rester en régime élastique sous les charges combinées de gravité et de vent. Advenant le cas où les liens sont inadéquats pour reprendre les efforts causés par les états limites ultimes de vent ou de gravité en régime élastique, de plus grosses sections de lien doivent être choisies. Les autres éléments de

cadres sont soumis aux efforts par capacité accrus de cette plus importante section et doivent être grossis à leur tour.

Pour les charges de vent, le CNBC 2015 prescrit des charges de vent  $q_{(1/50)}$  de 0,45 kPa pour Vancouver et de 0,42 kPa pour Montréal. Le calcul des charges de vent et des charges de neige sont faits selon les sections 2.2.1.3 et 2.2.1.4.

Le dernier critère à vérifier pour s'assurer d'une conception adéquate est la limite sur les déplacements inter-étages de vent en service. Avec les équations 3-7 à 3-12, il est possible de trouver la rigidité de chaque élément du cadre. Il suffit de diviser l'effort de cisaillement sismique de l'étage par le déplacement de l'étage pour trouver la rigidité de l'étage. Ensuite, il est possible de trouver le déplacement d'étage causé par le vent de l'équation :

$$\Delta_{\text{cisaillement},w} = \frac{I_w * V_w}{K_{\text{étage}}} \quad (3-21)$$

où  $\Delta_{\text{cisaillement},w}$  est le déplacement inter-étages de cisaillement du cadre du au vent,  $I_w$  est le coefficient de risque associé à l'état limite de service pour les charges de vent ( $I_w = 0,75$ ),  $V_w$  est l'effort de cisaillement d'étage du vent et  $K_{\text{étage}}$  est la rigidité au cisaillement du cadre.

Le calcul des déplacements inter-étages dus à la flexion du cadre se calcule avec les mêmes équations que pour la conception sismique en prenant les charges du vent plutôt que les charges sismiques. Une fois les déplacements inter-étages de vent trouvé, il faut les multiplier par un facteur  $U_2$ , recalculé pour les charges et les déplacements inter-étages de vent, et s'assurer qu'ils soient plus petits que la limite du code.

La limite sur les déplacements inter-étages de vents domine la conception à Montréal pour les étages supérieurs des bâtiments de 15 étages. Elle domine la conception de tous les étages lorsque la période du bâtiment est plus élevée que 2 secondes pour le calcul des déplacements inter-étages sismiques. Les déplacements inter-étages sismiques sont réduits et moins contraignants et la limite sur les déplacements inter-étages de vents domine la conception.

### 3.3 Exemple

#### 3.3.1 Calcul des efforts

Cette section présente la conception d'un bâtiment de 5 étages à Vancouver avec une poutre de 9 mètres. Le plan de plancher est montré à la Figure 3-1. Le sol est de type C. Les charges verticales sont présentées au Tableau 3-2. La hauteur totale du bâtiment est 20,5 mètres, 4,5 mètres pour le 1<sup>er</sup> étage et 4 mètres pour tous les autres. Le bâtiment fait 45,5 mètres de large par 45,5 mètres de long, ce qui donne 2070,3 mètres

carrés d'aire et 182 mètres de périmètre. Dans l'exemple suivant, la longueur du lien est de 900 millimètres ce qui correspond à un ratio  $e/L$  de 10%.

### 3.3.1.1 Charges sismiques

Tableau 3-2 : Charges verticales

$D_{\text{toit}} =$	1.35	kPa
$S =$	2.48	kPa
$D_{\text{étage}} =$	3.6	kPa
$D_{\text{partition}} =$	1.0	kPa
$L =$	2.4	kPa
$D_{\text{murs}} =$	1.5	kPa

Pour calculer le cisaillement à la base, il faut calculer le poids sismique à chaque étage. Le poids sismique est calculé avec la combinaison  $1,0D + 0,25S$ .

$$W_5 = 2070,3(1,35 + 0,25 * 2,48) + 182(0,5 * 4 * 1,5) = 4624 \text{ kN}$$

$$W_4 = W_3 = W_2 = 2070,3(3,6 + 0,5) + 182(4 * 1,5) = 9580 \text{ kN}$$

$$W_1 = 2070,3(3,6 + 0,5) + 182(0,5 * (4 + 4,5) * 1,5) = 9648 \text{ kN}$$

$$W_{\text{tot}} = 43013 \text{ kN}$$

Ensuite, la période empirique est calculée. On prend immédiatement 2 fois la valeur de la période empirique pour le calcul des efforts comme prescrit dans le code. Il faut vérifier la période à la fin de la conception afin de s'assurer que la période réelle est plus grande que 2 fois la période empirique.

$$T_a = 2 \times 0,025h_n = 1,03s$$

Avec la période, il est possible de calculer l'accélération spectrale associée à la localisation et à la catégorie du site.

$$S(0,2) = 0,848$$

$$S(1,0) = 0,425$$

$$S(2,0) = 0,257$$

$$S(5,0) = 0,0804$$

Par interpolation

$$S(1,03) = 0,420$$

Pour calculer le cisaillement à la base, il manque seulement le facteur  $M_v$ . Tout d'abord, il faut évaluer le ratio  $S(0,2)/S(5,0)$ . Ce ratio donne 10,55. Ensuite, il est possible de lire dans le Tableau 3-3 la valeur de  $M_v$ . Puisque pour tous les ratios  $S(0,2)/S(5,0)$  inférieurs à 65 la valeur de  $M_v$  est égale à 1.

Tableau 3-3 : Valeur de  $M_v$  dans le CNBC 2015

$S(0,2)/S(5,0)$	$M_v$ for $T_a \leq 0.5$	$M_v$ for $T_a = 1.0$	$M_v$ for $T_a = 2$	$M_v$ for $T_a \geq 5.0$	J for $T_a \leq 0.5$	J for $T_a = 1.0$	J for $T_a = 2.0$	J for $T_a \geq 5.0$
Braced frames								
5	1	1	1	(4) (5)	1	0.95	0.89	(4) (5)
20	1	1	1	(4) (5)	1	0.85	0.78	(4) (5)
40	1	1	1	(4) (5)	1	0.79	0.70	(4) (5)
65	1	1.04	1.07	(4) (5)	1	0.71	0.66	(4) (5)

La valeur du cisaillement à la base est de :

$$V = \frac{SM_v I_E W}{R_d R_0} = \frac{0,420 * 1,0 * 1,0 * 43013}{1,5 * 4,0} = 3008 \text{ kN}$$

$$V_{max} = \frac{2S(0,2)M_v I_E W}{3R_d R_0} = \frac{2 * 0,848 * 1,0 * 1,0 * 43013}{3 * 1,5 * 4,0} = 4055 \text{ kN}$$

Le cisaillement correspondant à la période empirique est inférieur au cisaillement maximal, il est donc utilisé pour le reste de la conception. La prochaine étape est le calcul de  $F_t$  et la distribution des efforts sismiques. Étant donné que la période est plus grande que 0,7 seconde, la valeur de  $F_t$  est donnée par :

$$F_t = 0,07 * T_a * V = 217 \text{ kN}$$

Le Tableau 3-4 montre la distribution du cisaillement à l'étage selon l'équation 2-5.

Tableau 3-4 : Calcul du cisaillement à l'étage

Étage	$W_x$ (kN)	$h_x$ (m)	$W_x h_x$ (kN-m)	$F_x$ (kN)	$V_x$ (kN)
5	4624	20.5	94800	749	749
4	9580	16.5	158070	887	1636
3	9580	12.5	119750	672	2308
2	9580	8.5	81430	457	2765
1	9648	4.5	43417	244	3008
total	43013		497468	3008	

### 3.3.1.2 Charge de stabilité

Pour faire la conception de chaque contreventement, il est important de savoir la distribution du cisaillement de l'étage dans chaque contreventement. C'est ici qu'on tient compte des charges déstabilisatrices, des effets P-Δ et de la torsion accidentelle. Les charges déstabilisatrices  $V_{Hx}$  se calculent avec le poids à chaque niveau  $C_f$ . Ce poids est différent du poids sismique puisqu'il inclut les charges vives. Il est calculé avec  $1,0D + 0,5L + 0,25S$ . L'effet P-Δ se calcule avec les déplacements inter-étages  $\Delta_f$ , le cisaillement d'étage  $V_{fx}$  et la hauteur d'étage  $h_s$ . La torsion accidentelle dépend de l'emplacement des contreventements sur l'étage. Dans le bâtiment étudié, les directions est-ouest et nord-sud du bâtiment sont identiques, la torsion accidentelle dans les deux directions le sera aussi. Pour les bâtiments avec un facteur B inférieur à 1,7, la torsion accidentelle est prise en compte en déplaçant le cisaillement d'étage de 10% de la largeur du bâtiment dans la direction étudiée. Dans notre cas, cette distance correspond à 4,55 mètres. Pour simplifier, on a supposé que le contreventement reprend 60% du cisaillement d'étage, 50% des charges déstabilisatrices et ce total est multiplié par le facteur  $U_2$ . Un calcul plus précis de la torsion accidentelle a été effectué à la section 5.3. Les valeurs de  $U_2$  présentées ci-dessous sont les valeurs de l'itération finale de conception.

$$\text{Charges déstabilisatrices : } V_{Hx} = 0,005 * \sum C_f$$

$$\text{Effet P - } \Delta: U_2 = 1 + \frac{\sum C_f R_d \Delta_f}{V_{fx} h_s}$$

$$\frac{V_x}{\text{contreventement}} = U_2 (0,6 * V_{fx} + 0,5 * V_{Hx})$$

Tableau 3-5 : Effort cisaillement total repris par un contreventement

Étage	$A_{TL}$ (m <sup>2</sup> )	$F_{r,L}$ ( )	$\sum C_f$ (kN)	$V_{Hx}$ (kN)	$V_x$ (kN-m)	$0,6 * V_x + 0,5 V_{Hx}$ (kN)	$U_2$ ( )	$V_{fx}/\text{contreventement}$ (kN)
5	0	1	4078	20	749	460	1.043	479
4	2070.3	0.369	15610 <sup>(1)</sup>	78	1636	1021	1.085	1107
3	4140.5	0.349	27041	135	2308	1452	1.099	1595
2	6210.8	0.340	38456 <sup>(2)</sup>	192	2765	1755	1.107	1943
1	8281.0	0.334	49862	249	3008	1930	1.111	2144

<sup>(1)</sup>15610 = 2070,3[(3,6+1,0)+1.35+(0,5)(0,369)(2,4)+(0,25\*2,48)]+(182)(1,5)(4,0)

<sup>(2)</sup>38456 = 2070,3[(3)(3,6+1,0)+1.35+(3)(0,5)(0,340)(2,4)+(0,25\*2,48)]+(3)(182)(1,5)(4,0)

Dans le Tableau 3-5, les valeurs de  $U_2$  sont déjà connues, ils ont été pris directement d'une conception déjà réussie pour le bâtiment de l'exemple. Dans la première itération, on a déterminé le facteur  $U_2$  en supposant une déformation latérale  $R_d\Delta_f$  de  $0,006 h_{sx}$ . Ce qui donnait :

$$U_2 = 1 + 0,006 \frac{\sum C_{fx}}{V_{fx}} \quad (3-22)$$

À l'aide de l'équation 3-2, il est possible de trouver le cisaillement dans le lien causé par les charges sismiques. Il ne faut pas oublier d'y ajouter les charges de gravité. Notre lien a une longueur de 900 millimètres. Les efforts de gravité aux appuis extérieurs et intérieurs de la poutre sont donnés par :

$$R_{int} = \frac{w_f a \left[ \left( \frac{L}{a} \right)^3 - 2 \frac{L}{a} + 1 \right]}{4 * (3 \frac{L}{a} - 4)} \quad (3-23)$$

$$R_{ext} = \frac{w_f L}{2} - R_{int} \quad (3-24)$$

Avec ces équations, il est possible de déterminer la valeur du cisaillement et du moment qui sont induits dans le lien par les charges de gravité. L'effort de flexion positif maximal est à une distance  $R_{ext}/w_f$  de l'appui extérieur est donné par l'équation 3-25 alors que l'effort de flexion négatif maximal se produit à l'appui intérieur et est donné par l'équation 3-25 en remplaçant  $x$  par  $a$ . L'effort de cisaillement maximal se produit également à l'appui intérieur et est donné par l'équation 3-26.

$$M_{fL,grav} = R_{ext} * x - \frac{w_f x^2}{2} \quad (3-25)$$

$$V_{fL,grav} = R_{ext} - w_f a \quad (3-26)$$

Étant donné que l'aire tributaire de la poutre est inférieure à 20 mètres carrés, il n'y a pas de réduction pour la charge vive. Dans la structure, il y a trois poutrelles comblant l'espace entre les poutres principales. C'est-à-dire que la poutre du cadre contreventé a une largeur tributaire d'un sixième de l'espacement entre les poteaux à laquelle on ajoute la longueur en porte-à-faux de la dalle de 250 millimètres. Ceci donne une largeur tributaire de 1,75 mètre.

Tableau 3-6: Calcul du cisaillement et du moment agissant sur le lien

Étage	$w_D$ (kN/m)	$w_L$ (kN/m)	$w_S$ (kN/m)	$w_f$ (kN/m)	$V_{fL,grav}$ (kN)	$M_{fL,grav}$ (kN-m)	$V_{fL,E}$ (kN)	$M_{fL,E}$ (kN-m)
5	2.36	-	4.34	3.45	2	-5	213 <sup>(1)</sup>	96 <sup>(2)</sup>
4	8.05	4.20	-	10.15	5	-16	492	221
3	8.05	4.20	-	10.15	5	-16	709	319
2	8.05	4.20	-	10.15	5	-16	864	389
1	8.05	4.20	-	10.15	5	-16	1072	482

$$^{(1)}213 = 479 \cdot 4/9$$

$$^{(2)}96 = 213 \cdot 0,90/2$$

### 3.3.2 Choix des sections

#### 3.3.2.1 Choix du lien

Le lien doit respecter plusieurs critères. Le premier est qu'il faut qu'il soit de classe 1. Deuxièmement, la plastification doit se produire en cisaillement. Étant donné que le cadre contreventé est situé au centre du bâtiment, la charge axiale est très près de 0 alors  $V'_p = V_p$  et  $M'_p = M_p$ . Pour s'assurer que la réaction se produit en cisaillement, il faut s'assurer que la longueur  $e$  du lien soit inférieure à  $1,6M_p/V_p$ . Troisièmement, la profondeur du profilé « d » doit être inférieure à la longueur du lien « e ». Finalement, le ratio  $V_{fL}/V_{rL}$  doit être inférieur à un. Le ratio  $V_{fL}/V_{rL}$  pour le 5<sup>e</sup> étage est de 0,77, ce qui est plus petit que tous les autres étages. Ce choix de lien a été gouverné par le mode de plastification.



Tableau 3-7 : Choix du lien

Étage	$V_{fl}$ (kN)	Section -	$A_w$ (mm <sup>2</sup> )	$V_{rL}$ (kN)	Classe âme -	$1.6 M_p/V_p$ (mm)	d (mm)	$V_{fl}/V_{rL}$ (kN)	$V_u$ (kN)	$V_{u,col}$ (kN)
5	214	W200X52	1621	277	1	1021	206	0.77	446	446
4	497	W310X74	2914	498	1	1178	310	1.00	802	802
3	714	W460X68	4204	718 <sup>(1)</sup>	1	1031	460	0.99	1157 <sup>(2)</sup>	1024 <sup>(3)</sup>
2	868	W460X97	5324	909	1	1191	467	0.95	1466	1296
1	1076	W610X101	6321	1079	1	1335	602	1.00	1740	1539

$$^{(1)} 718 = 0,9 * 0,55 * 4204 * 0,345$$

$$^{(2)} 1157 = 1,3 * 718 * 1,1 / 0,9$$

$$^{(3)} 1024 = 1,15 * 718 * 1,1 / 0,9$$

Les deux dernières colonnes du Tableau 3-7 montrent les valeurs du cisaillement imposées par la plastification du lien aux autres éléments du cadre. La colonne  $V_u$  est utilisée pour la conception des poutres et des diagonales alors que la colonne  $V_{u,col}$  est uniquement pour la conception des colonnes.

### 3.3.2.2 Choix des poutres

Une fois les liens choisis, il est possible de trouver les profilés pour tous les autres éléments du cadre. La figure suivante (Figure 3-5) illustre la distribution des efforts axiaux dans les poutres et les diagonales. Le calcul du moment apporté par le calcul de capacité est simple. Il suffit de multiplier l'effort  $V_u$  du lien par la moitié de la longueur du lien, 450 millimètres dans ce cas. Aux efforts axiaux et de flexion calculés à l'aide de la conception par capacité, il faut ajouter les efforts axiaux et de flexion apportés par les charges gravitaires. Pour la poutre en compression, habituellement les charges de gravité viennent soulager la poutre de quelques kilonewtons. L'effort axial dans la poutre sous les charges de gravité provient de la descente de charge dans les diagonales qui exercent une charge axiale à l'étage inférieur. Pour la poutre en tension, les efforts gravitaires viennent s'ajouter aux efforts sismiques. Cela signifie qu'il est aussi important de vérifier la poutre pour les interactions Tension-Flexion puisque cette condition peut gouverner le choix des profilés.

Tableau 3-8 : Effort dans la poutre

Étage	$P_{f,grav}$ (kN)	$M_{f,grav}$ (kN-m)	$P_{cap,poutre}$ (kN)	$M_{cap,poutre}$ (kN-m)	$P_f$ (kN)	$M_f$ (kN)	$T_f$ (kN)	$M_f$ (kN)
5	0	-5	502	201	502	195	502	206
4	10 <sup>(1)</sup>	-16	902	361	892	345	912	377
3	29	-16	1302	521	1273	505	1331	537
2	29	-16	1649	659	1619	644	1678	675
1	29	-16	1740	783	1711	767	1769	799

$$^{(1)} R_{int} = (w_f * a * ((L/a)^3 - 2*(L/a) + 1) / (3*(L/a) - 4) = 9,9 \text{ kN}$$

$$R_{ext} = w_f * L/2 - R_{int} = 5,7$$

$$10 = R_{ext,n+1} / \tan \theta_{n+1} = 5,7 / \tan(0,75)$$

Le choix de la poutre dans une conception avec contreventement modulaire doit respecter les critères d'interaction des charges axiales et de flexion et la poutre à l'extérieur du lien ne peut pas être moins profonde que le lien ( $d_{Lien} < d_{poutre}$ ). Les éléments de la poutre doivent également être de classe 1 ou 2.

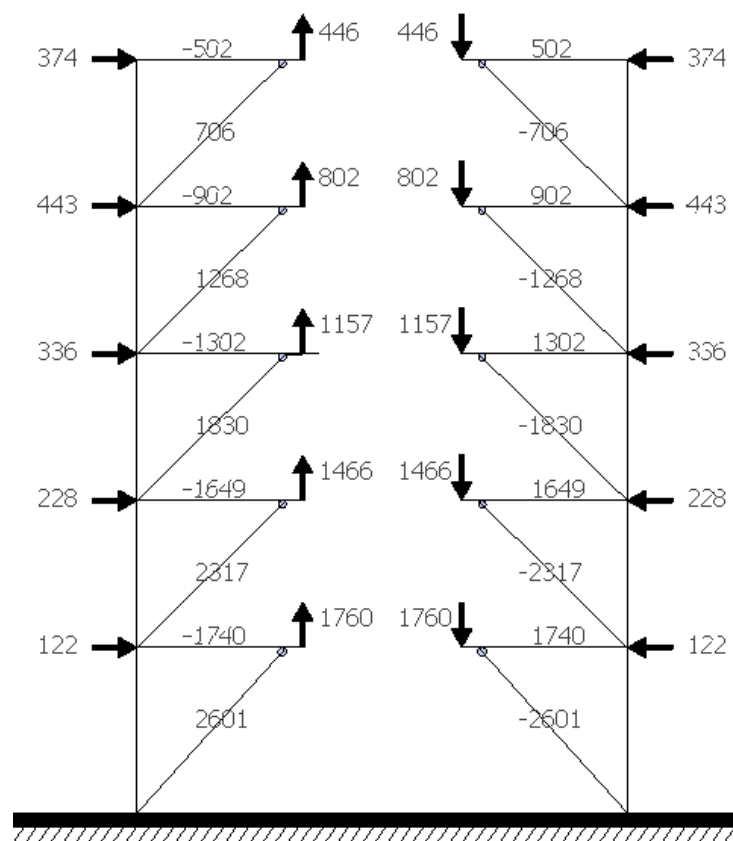


Figure 3-5 : Efforts axiaux dans les poutres et les diagonales

Pour le choix des profilés des poutres, la longueur de flambement est prise comme la longueur entre le poteau et la diagonale, soit 4050 millimètres. Pour le calcul de  $U_1$ , il est nécessaire de déterminer un facteur  $\omega_1$ . Toutes les poutres sont soumises au même type d'effort, soit une charge uniformément distribuée. Dans ce cas, la valeur de  $\omega_1$  est égale à 1,0. Le Tableau 3-9 montre les données utilisées pour le calcul des résistances des poutres sélectionnées pour le cadre. Dans le Tableau 3-10, il est possible de voir les interactions des efforts axiaux et de flexion pour chaque profilé choisi. L'interaction [13.8.2b] vérifie que le profilé passe en compression-flexion alors que l'interaction [13.9] s'assure que le même profilé passe en tension-flexion. La colonne restante du tableau montre que le profilé peut reprendre la flexion seulement sans effort axial. Comme il a été discuté plus tôt, il est important de vérifier la tension-flexion puisque, dans ce cas-ci, elle est en tout temps supérieure à la compression flexion.

Tableau 3-9 : Choix des poutres

Étage	Section	Classe	A (mm <sup>2</sup> )	T <sub>r</sub> = C <sub>r0</sub> (kN)	r <sub>x</sub> (mm)	KL/r ( )	C <sub>r</sub> (kN)	C <sub>ex</sub> (kN)	U <sub>1x</sub> ( )	Z <sub>x</sub> *10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	M <sub>rx</sub> (kN)
5	W410X46.1	1	5890	1829	163	25	1763	18833	1.027	885	275
4	W460X74	1	9480	2944	187	22	2869	39894	1.023	1660	515
3	W530X92	1	11800	3664 <sup>(1)</sup>	217	19	3601 <sup>(2)</sup>	66868 <sup>(3)</sup>	1.019 <sup>(4)</sup>	2360	733 <sup>(5)</sup>
2	W610X113	1	14500	4502	246	16	4447	105599	1.016	3280	1018
1	W610X125	1	15900	4937	249	16	4878	118636	1.015	3670	1140

$$^{(1)} 3664 = 0,9 * 11800 * 0,345$$

$$^{(2)} 3601 = 3664 / (1 + (19 * \sqrt{\frac{0,345}{\pi^2 * 200}})^{2,68})^{-1,34}$$

$$^{(3)} 66868 = \pi^2 * 200 * 11800 / (19^2)$$

$$^{(4)} 1.019 = 1 / (1 - 1273 / 66868)$$

$$^{(5)} 733 = 0,9 * 2360 * 0,345$$

Tableau 3-10 : Interaction dans les poutres

Étage	Interaction 13.8.2b	Flexion	Interaction 13.9
5	0.91	0.71	0.91
4	0.89	0.67	0.93
3	0.95	0.69	0.99
2	0.91	0.63	0.94
1	0.93	0.67	0.95

Le calcul des interactions est montré ici pour le 3<sup>e</sup> étage.

Résistance de la section compression-flexion [13.8.2a]

$$\frac{1273}{3664} + \frac{(0,85)(1,019)(505)}{733} = 0,94 < 1$$

Résistance de la membrure compression-flexion [13.8.2b]

$$\frac{1273}{3601} + \frac{(0,85)(1,019)(505)}{733} = 0,95 < 1$$

Résistance à la flexion :

$$\frac{505}{733} = 0,69 < 1$$

Résistance de la section Tension-Flexion

$$\frac{1331}{3664} + \frac{(0,85)(537)}{733} = 0,99 < 1$$

Pour la résistance de la section en tension-flexion, un facteur de 0,85 a été ajouté. On permet de l'utiliser dans le commentaire de la norme lorsque le mode de rupture est la plastification. Le code américain le permet aussi.

### 3.3.2.3 Choix des diagonales

Pour les diagonales, il est possible de trouver les valeurs de charges axiales dues à la conception par capacité dans la Figure 3-5. À cette valeur, il faut ajouter la charge axiale produite par les charges de gravité. Le Tableau 3-11 montre les différents profilés choisis. La dernière colonne du tableau est le ratio  $C_f/C_r$ . Les ratios  $C_f/C_r$  sont près de 1,0 puisque ce sont les efforts sismiques et la conception par capacité qui gouverne la conception. Pour le choix des diagonales, il faut que le ratio  $C_f/C_r$  soit inférieur à 1,0 et que la classe des sections soit 1 ou 2. Il aurait été possible de prendre des contreventements formés de profilés HSS, mais les profilés W s'avèrent plus efficaces pour contrôler économiquement la rotation inélastique du lien et les déplacements inter-étages.

Tableau 3-11 : Choix des diagonales

Étage	$P_{f,grav}$ (kN)	$P_f$ (kN)	KL (mm)	Section -	Classe -	KL/r ( )	$C_r$ (kN)	$P_f/C_r$ (kN)
5	14	720	5692	W200X31.3	2	64	850	0.85
4	41	1310	5692	W250X49.1	2	54	1513	0.87
3	41	1871	5692	W250X67	1	52	2116	0.88
2	41	2359	5692	W310X74	2	43	2519	0.94
1	39	2640	6054	W310X86	2	45	2889	0.91

### 3.3.2.4 Choix des colonnes

Les seuls éléments restants du cadre sont les poteaux. Le calcul des efforts dans les poteaux se fait comme pour les autres éléments du cadre à une exception près. Il est en effet possible d'utiliser une valeur réduite pour  $V_u$  pour le calcul des efforts axiaux sous la conception par capacité pour tous les étages sauf les deux derniers. La valeur réduite de  $V_u$  est  $1,15 \cdot 1,1 \cdot V_r / 0,9$ . On utilise cette valeur pour les 1<sup>er</sup>, 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> étages

alors que  $V_u$  les 4<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> étages demeurent inchangés. Pour la portion gravitaire de la charge, il faut refaire un calcul d'aire tributaire pour les poteaux étudiés. Dans le cas de notre cadre, les poteaux ont une aire tributaire de 42,75 mètres carrés. En recalculant avec la combinaison de charges du départ ( $1,0D + 0,5L + 0,25D$ ) et en tenant compte de la réduction de la charge vive à chaque étage, les valeurs d'effort axial gravitaire montrées au Tableau 3-12 ont été obtenues. Afin de simplifier le choix des colonnes, seulement 2 sections ont été choisies, la première couvre les 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étages alors que la deuxième couvre les 3<sup>e</sup>, 4<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> étages. La colonne n'était pas soumise directement à un effort de flexion, le moment additionnel minimum de  $0,2M_p$  a été considéré dans les équations d'interaction des efforts axiaux et de flexion. Le calcul de la charge gravitaire dans les colonnes, soit les deux dernières colonnes du Tableau 3-12, a été fait avec le maximum des deux combinaisons de charges  $1,25D + 1,5L + 0,25S$  et  $1,25D + 0,5L + 1,5S$ . Les interactions sont plus critiques dans ce cas-ci que la reprise des charges gravitaires. Étant donné que l'on utilise la même section de poteau sur 2 ou 3 étages, c'est toujours l'étage du bas du segment de poteau qui a l'interaction des efforts axiaux et de flexion la plus critique, c'est-à-dire celle qui est le plus près de 1,0.

Tableau 3-12: Choix des colonnes

Étage	$P_{cap,col}$	$P_{f,grav}$	$P_f$	Section	Classe	A	$r_y$	KL/r	$C_r$	$C_{ey}$	$U_{1y}$	$\beta$	Interaction	$P_{f,ELU}$	$C_f/C_r$
	(kN)	(kN)	(kN)	-	-	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	( )	(kN)	(kN)	( )		13.8.2b	(kN)	( )
5	-50	84	35	W250X89	1	11400	65.3	61.3	2530	5997	1.01	0.85	0.39	231	0.09
4	357	375	732	W250X89	1	11400	65.3	61.3	2530	5997	1.14	0.85	0.72	584	0.23
3	1135	651	1786	W250X89	1	11400	65.3	61.3	2530	5997	1.42	0.85	0.97	948	0.37
2	2128	925	3053	W360X196	1	25000	95.5	41.9	6753	28129	1.12	0.82	0.66	1331	0.20
1	3398	1198	4595	W360X196	1	25000	95.5	47.1	6452	22225	1.26	0.85	0.95	1710	0.27

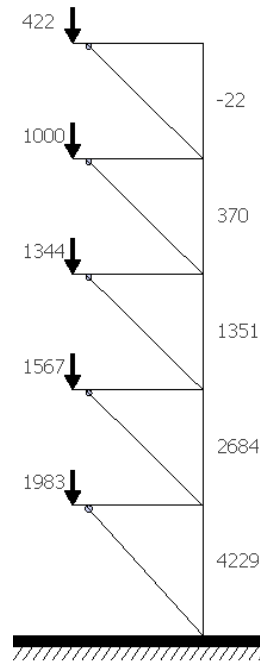


Figure 3-6 : Calcul des efforts dans les colonnes pour la conception par capacité

### 3.3.3 Vérification de la conception

#### 3.3.3.1 Vérification du déplacement inter-étage

Avec les équations 3-7 à 3-12, il est possible de calculer le déplacement en cisaillement inter-étages total. À cette valeur, il faut ajouter les déplacements inter-étages en flexion du bâtiment. Les équations utilisées afin de calculer les déplacements inter-étages sont montrées aux équations 3-13 à 3-19. Le Tableau 3-13 montre les déplacements inter-étages pour chaque élément du cadre. Les équations 3-7 et 3-8 ont été séparées afin qu'il soit plus facile de déterminer si le lien ou la poutre causait le plus de déplacements inter-étages. Il est possible de voir au Tableau 3-13 que le lien ne contribue que pour une petite fraction du déplacement inter-étages total à chaque étage.

Tableau 3-13 : Déplacement inter-étage

Étage	$\Delta_{ba\_poutre}$ (mm)	$\Delta_{bf\_poutre}$ (mm)	$\Delta_{bs\_poutre}$ (mm)	$\Delta_{bf\_lien}$ (mm)	$\Delta_{bs\_lien}$ (mm)	$\Delta_d$ (mm)	$\Delta_{flexion}$ (mm)	$\Delta_{total}$ (mm)	$R_d R_0 \Delta$ (mm)	$\gamma_p$ (rad)
5	0.64	1.3	0.02	0.42	0.27	2.65	2.87	8.17	49.02	0.059
4	0.87	1.33	0.03	0.30	0.32	3.67	2.79	9.31	55.86	0.067
3	0.99	1.12	0.03	0.23	0.32	3.78	2.32	8.79	52.74	0.063
2	0.97	0.85	0.03	0.19	0.30	4.13	1.61	8.06	48.36	0.058
1	0.96	1.04	0.03	0.15	0.35	4.62	0.71	7.86	47.16	0.050

Dans le Tableau 3-13, la limite de déplacements inter-étages de 2,5% de la hauteur d'étage, qui correspond à des déplacements inter-étages de 100 millimètres pour les 2<sup>e</sup>, 3<sup>e</sup>, 4<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> étages et 112,5 millimètres pour le 1<sup>er</sup> étage, n'est jamais atteinte. Dans la dernière colonne du Tableau 3-13, la rotation inélastique du lien est aussi inférieure la limite de à 0,08 rad à tous les étages.. Aucune modification des profilés n'a dû être apportée pour contrôler les déplacements inter-étages, c'est donc les efforts sismiques et la conception par capacité qui gouverne la conception.

#### 3.3.3.2 Vérification du facteur $U_2$ et de la période

Afin de s'assurer que la conception est valide, il est important de vérifier les facteurs  $U_2$  et la période utilisée.

Les bons facteurs  $U_2$  avaient été utilisés dès le départ, alors il n'est pas nécessaire de les vérifier. Cependant, il aurait fallu les vérifier si l'approximation donnée à l'équation 3-22 avait été utilisée. Pour le bâtiment de l'exemple, la stabilité ne dominait pas la conception. C'est-à-dire que le facteur  $U_2$  est en dessous de 1,4 pour tous les étages.



La période peut être vérifiée avec l'équation 3-20. Sans faire les détails du calcul, la période trouvée est de 1,07 seconde, ce qui est plus grand que la période empirique de 1,03 seconde calculée par la formule du code national du bâtiment 2015.

### 3.3.3.3 Vérification des autres états limites

La vérification sous les efforts de vent consiste à s'assurer que le lien choisi pour reprendre les efforts sismiques est en mesure de reprendre les efforts de vent tout en restant élastique. Dans le cas du présent bâtiment, tous les liens sont en mesure de reprendre les efforts de vent dans le régime élastique. C'est-à-dire que la résistance pondérée des liens  $V_{rL}$  de tous les liens est plus grande que l'effort  $V_f$  dû au vent.

## 3.4 Discussion des résultats

La section suivante a pour but de répondre aux objectifs fixés en début de chapitre, soit d'évaluer l'influence des différents paramètres sur les déplacements inter-étages et sur le poids total des structures.

Tout d'abord, il est important de mentionner que certaines erreurs se sont glissées dans les conceptions décrites aux chapitres 3, 4 et 5. Ces erreurs ont été corrigées avant l'analyse temporelle non linéaire du chapitre 6. Les erreurs sont :

- Charge de neige à Vancouver.
- Calcul de la torsion accidentelle.
- Calcul du facteur  $U_2$  pour les charges de vent.
- Flexion dans les colonnes du haut des structures.

Les corrections sont détaillées à la section 5.3.1. Ces erreurs ont des effets relativement faibles et on a tout de même pu comparer les structures entre elles en dépit des erreurs.

### 3.4.1 Aperçu de l'analyse

On résume ici les principales observations faites lors de la conception de tous les bâtiments. On donne aussi la méthodologie qui a été utilisée pour comparer les différentes méthodes de conception.

On présente aux sections 3.4.2 à 0, les détails des observations pour chaque type de structure.

#### 3.4.1.1 Résumé de l'analyse

De manière générale, le choix de la longueur du lien est l'élément qui influence le plus la conception de la structure. Si un lien trop court est choisi, soit 400 ou 500 millimètres, le critère de rotation inélastique

devient trop contraignant et la liste de profilés disponibles diminue drastiquement. En raccourcissant le lien, la rigidité latérale du cadre augmente. Ceci contribue à faire diminuer les déplacements inter-étages. Cependant, en réduisant le lien, la rotation inélastique du lien augmente plus rapidement que les déplacements inter-étages diminuent. De plus, le lien doit avoir une longueur « e » plus grande que sa profondeur « d ». Avec des liens trop courts, il est parfois impossible de trouver un lien qui respecte le critère «  $e > d$  » tout en fournissant suffisamment de résistance en cisaillement pour reprendre les efforts appliqués.

Si un lien trop long est choisi, le moment s'appliquant sur les autres éléments du cadre par la conception par capacité devient plus important et des éléments plus gros doivent être choisis. Également, un lien plus long peut résulter en une structure trop flexible et un facteur  $U_2$  supérieur à la limite de 1,4. Dans ce cas, des profilés plus gros doivent être sélectionnés afin de rigidifier la structure.

La longueur optimale du lien dépend de l'intensité de l'activité sismique, de la hauteur du bâtiment et de la longueur de la poutre. Il est difficile de donner une tendance ou une valeur de lien qui va donner à coup sûr la conception la plus économique. L'obtention de la longueur optimale du lien est un processus itératif et unique à chaque structure. Sur la base des données ci-haut, un lien d'une longueur de 10% de la longueur de la poutre et un bon point de départ pour déterminer la longueur optimale de lien. Dans le cadre de cette étude, il a été décidé de faire la conception pour trois longueurs de lien fixées au départ. En pratique, le concepteur a la liberté de choisir une longueur optimale s'il n'existe aucune contrainte géométrique.

Les structures de type EBFM et les structures de type EBFC-résist ont des poids et des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  proche de 1,0 et uniforme sur la hauteur des bâtiments. Les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  des structures de type EBFC-rot sont largement inférieurs à 1,0 et cette conception est par conséquent déconseillée. De plus, les structures de type EBFC-rot sont souvent les conceptions les plus lourdes. Ceci est dû au fait que ce sont les seules conceptions qui doivent reprendre le cisaillement du lien et le moment de la conception par capacité dans le même élément. Pour les structures de type EBFM et EBFC-résist, il existe un moyen de mitiger le moment dans la poutre à l'extérieur du lien. Pour les structures de type EBFC-rot, il est très difficile de concilier le moment dans la poutre à l'extérieur du lien et l'obtention d'un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  près de 1,0. L'avantage des structures de type EBFM est que le lien est choisi indépendamment de la poutre à l'extérieur du lien. Le concepteur peut alors choisir exactement la section dont il a besoin pour optimiser le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ , sans se soucier de l'impact sur les efforts de flexion de la poutre à l'extérieur du lien. Tel que mentionné plus haut, il est possible de diminuer l'effort de flexion dans les poutres pour les structures de type EBFC-résist, mais ceci est fait en augmentant la rigidité flexionnelle de la diagonale afin que plus d'effort de flexion passe par la diagonale. Il s'agit d'une solution qui peut augmenter rapidement le poids

de la structure puisque des sections plus grosses de diagonales sont nécessaires. À quelques exceptions près, ces observations s'appliquent pour toutes les localisations, hauteurs et longueurs de lien à l'étude. Ces exceptions seront discutées plus en détail dans les sections suivantes.

Les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  sont de manière générale plus faibles dans le haut de la structure, dû au fait que les efforts sont faibles et que le lien doit respecter certains critères de dimensionnement. Le lien doit avoir une longueur « e » inférieure à  $1,6M_p/V_p$  afin d'assurer sa plastification en cisaillement et, tel que mentionné plus haut, le lien doit avoir une longueur « e » plus grande que sa profondeur « d ».

Une recommandation pour faire une conception économique est de ne pas avoir un seul critère qui gouverne le choix des éléments. Par exemple, si la rotation inélastique du lien gouverne à chaque étage, il peut être judicieux d'augmenter la longueur du lien afin que la conception par capacité ou que le déplacement inter-étages gouverne à quelques étages. Par exemple, pour la conception EBFM de 5 étages à Vancouver, un ratio  $e/L$  de 5% donne un poids élevé puisque tous les étages sont gouvernés par la rotation inélastique du lien. En prenant un ratio  $e/L$  de 10%, la rotation inélastique maximale reste toujours élevée (0,071), mais elle n'est plus le seul critère qui gouverne le choix des éléments et le poids de la structure fait une chute de 48,8%. L'économie maximale serait d'ajuster la longueur du lien afin que la résistance en cisaillement et la rotation inélastique gouvernent en même temps. Une analyse complémentaire a été effectuée dans ce sens au Chapitre 4

Pour arriver à des conceptions économiques, une méthode d'optimisation basée sur un algorithme génétique a été considérée. Toutefois, devant la quantité de paramètres, l'algorithme n'arrivait pas à converger vers une solution optimale.

### 3.4.1.2 Méthodologie

Dans la section suivante, une analyse détaillée des structures est présentée. Pour chaque structure, trois analyses sont effectuées :

- En premier lieu, la quantité d'acier requise et les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  des différents systèmes de reprise de charge sismique sont comparés afin d'évaluer laquelle des conceptions permet de mieux satisfaire l'objectif principal ( $V_{fl}/V_{rl}$  maximum) tout en minimisant le poids de la structure. Le but de cette première analyse de la conception est également d'identifier et expliquer le facteur contraignant la conception du cadre (déplacement inter-étages sismique ou de vent, rotation inélastique, etc.). On montre également la distribution des déplacements inter-étages sur la hauteur du bâtiment pour faciliter la compréhension de ce qui a contrôlé pour chacune des structures.
- En deuxième lieu, on évalue quelle combinaison de longueur de poutre et de longueur de lien donne le cadre le plus léger pour chacun des systèmes de reprise de la charge sismique.

- Une troisième analyse de la conception est effectuée pour les bâtiments de 10 et 15 étages. Elle consiste à évaluer si la limite de 2 secondes pour la période qui est prescrite dans le code pour le calcul des déplacements inter-étages est pertinente pour les contreventements excentriques. Dans ce chapitre, on se limite à examiner l'impact de cette limite sur la quantité d'acier entre les conceptions respectant et ne respectant pas le critère, tout en s'assurant de maximiser les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$ . Cette analyse de la conception ne s'applique pas aux bâtiments de 5 étages puisque leur période fondamentale est inférieure à deux secondes.

Le détail des éléments du cadre, du poids et des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  de toutes les structures se trouve en annexe B aux tableaux B-1 à B-96.

Les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  pour toutes les structures sont montrés à la section 3.4.1.3.

### 3.4.1.3 Ratios $V_{fl}/V_{rL}$

Les tableaux suivants (Tableau 3-14 à Tableau 3-21) montrent les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  de toutes les structures conçues avec les efforts calculés à l'aide de la méthode des forces statiques équivalentes. Ces tableaux sont référencés dans l'analyse des structures des sections 3.4.2 à 3.4.6.

Tableau 3-14 : Ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  Vancouver 5 étages

Étage	VAN-EBFM-5-5%-9	VAN-EBFC-5-5%-9-rot	VAN-EBFC-5-5%-9-résist	VAN-EBFM-5-10%-9	VAN-EBFC-5-10%-9-rot	VAN-EBFC-5-10%-9-résist	VAN-EBFM-5-15%-9	VAN-EBFC-5-15%-9-rot	VAN-EBFC-5-15%-9-résist	VAN-EBFM-5-5%-7,5	VAN-EBFC-5-5%-7,5-rot	VAN-EBFC-5-5%-7,5-résist	VAN-EBFM-5-10%-7,5	VAN-EBFC-5-10%-7,5-rot	VAN-EBFC-5-10%-7,5-résist	VAN-EBFM-5-15%-7,5	VAN-EBFC-5-15%-7,5-rot	VAN-EBFC-5-15%-7,5-résist
5	0.99	0.96	0.99	0.77	0.62	0.77	0.46	0.18	0.47	0.98	0.98	0.96	0.96	0.84	0.96	0.69	0.69	0.69
4	0.98	0.98	0.99	1.00	0.97	0.97	0.86	0.64	0.87	0.94	0.90	0.95	0.98	0.97	0.97	0.97	0.85	0.94
3	0.93	0.93	0.92	0.99	0.71	0.99	0.93	0.95	0.93	0.90	0.90	0.90	1.00	0.91	0.99	0.95	0.69	1.00
2	0.97	0.97	0.97	0.95	0.87	0.96	0.93	0.73	0.92	0.97	0.97	0.98	0.98	0.93	0.98	0.99	0.85	0.99
1	0.95	0.95	0.96	1.00	0.93	1.00	0.99	0.93	1.00	0.95	0.95	0.96	0.99	0.95	0.98	0.98	0.97	0.98

Tableau 3-15 : Ratio  $V_{IL}/V_{rL}$  Montréal 5 étages

Étage	MTL-EBFM-5-5%-9	MTL-EBFC-5-5%-9-rot	MTL-EBFC-5-5%-9-résist	MTL-EBFM-5-10%-9	MTL-EBFC-5-10%-9-rot	MTL-EBFC-5-10%-9-résist	MTL-EBFM-5-15%-9	MTL-EBFC-5-15%-9-rot	MTL-EBFC-5-15%-9-résist	MTL-EBFM-5-5%-7,5	MTL-EBFC-5-5%-7,5-rot	MTL-EBFC-5-5%-7,5-résist	MTL-EBFM-5-10%-7,5	MTL-EBFC-5-10%-7,5-rot	MTL-EBFC-5-10%-7,5-résist	MTL-EBFM-5-15%-7,5	MTL-EBFC-5-15%-7,5-rot	MTL-EBFC-5-15%-7,5-résist
5	0.39	0.38	0.39	0.29	0.23	0.26	0.17	0.07	0.17	0.37	0.53	0.63	0.45	0.45	0.35	0.25	0.25	0.25
4	0.96	0.86	0.74	0.70	0.57	0.63	0.42	0.24	0.43	0.92	0.74	0.90	0.94	0.77	0.90	0.62	0.64	0.61
3	0.99	0.98	0.91	0.94	0.86	0.96	0.62	0.36	0.65	0.99	0.99	0.99	0.93	0.79	0.80	0.95	0.98	0.94
2	0.94	0.81	0.81	0.97	0.96	0.90	0.79	0.46	0.82	0.97	0.97	0.97	0.99	0.84	0.90	0.96	0.99	0.98
1	1.00	0.93	0.93	0.96	0.89	0.96	0.98	0.84	0.82	0.95	0.94	0.94	0.96	0.89	0.94	0.99	0.98	0.78

Tableau 3-16 : Ratio  $V_{\text{fl}}/V_{\text{rl}}$  Vancouver 10 étages – Conception T

Étage	VAN-EBFM-10-10%-9-T	VAN-EBFC-10-10%-9-rot -T	VAN-EBFC-10-10%-9-résist-T	VAN-EBFM-10-15%-9-T	VAN-EBFC-10-15%-9-rot -T	VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T	VAN-EBFM-10-20%-9-T	VAN-EBFC-10-20%-9-rot -T	VAN-EBFC-10-20%-9-résist-T	VAN-EBFM-10-10%-7,5-T	VAN-EBFC-10-10%-7,5-rot -T	VAN-EBFC-10-10%-7,5-résist-T	VAN-EBFM-10-15%-7,5-T	VAN-EBFC-10-15%-7,5-rot -T	VAN-EBFC-10-15%-7,5-résist-T	VAN-EBFM-10-20%-7,5-T	VAN-EBFC-10-20%-7,5-rot -T	VAN-EBFC-10-20%-7,5-résist-T
10	0.90	0.54	0.90	0.55	0.21	0.55	0.30	0.10	0.30	0.96	0.68	0.76	0.82	0.67	0.61	0.52	0.37	0.53
9	0.95	0.81	0.95	0.99	0.61	0.99	0.57	0.19	0.57	0.94	0.88	0.95	0.90	0.82	0.90	0.91	0.70	0.91
8	0.95	0.92	0.95	0.96	0.88	0.96	0.81	0.27	0.82	0.94	0.90	0.94	0.97	0.97	0.97	0.98	0.54	0.98
7	0.96	0.82	0.96	0.87	0.71	0.88	0.90	0.34	0.91	0.92	0.88	0.92	0.98	0.84	0.98	0.95	0.69	0.96
6	0.96	0.92	0.96	0.91	0.84	0.91	0.97	0.40	0.98	0.94	0.94	0.96	0.99	0.89	0.99	0.94	0.83	0.95
5	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97	0.90	0.92	0.46	0.93	0.94	0.87	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.95	0.99
4	0.97	0.98	0.98	0.99	0.94	0.94	0.83	0.50	0.83	0.96	0.96	0.97	0.99	0.99	0.99	1.00	0.93	0.99
3	0.97	0.96	0.98	0.99	0.89	1.00	0.89	0.54	0.79	0.94	0.89	0.99	0.97	0.90	0.97	0.98	0.91	0.99
2	0.98	0.89	0.99	0.99	0.93	0.97	0.93	0.57	0.93	0.96	0.93	0.98	0.97	0.93	0.97	0.97	0.96	0.97
1	0.99	0.91	0.98	0.95	0.97	0.96	0.97	0.87	0.98	0.99	1.00	0.98	0.96	0.94	0.96	0.97	0.85	0.99

Tableau 3-17 : Ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  Vancouver 10 étages – Conception T2

Étage	VAN-EBFM-10-10%-9-T2	VAN-EBFC-10-10%-9-rot -T2	VAN-EBFC-10-10%-9-résist-T2	VAN-EBFM-10-15%-9-T2	VAN-EBFC-10-15%-9-rot -T2	VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T2	VAN-EBFM-10-20%-9-T2	VAN-EBFC-10-20%-9-rot -T2	VAN-EBFC-10-20%-9-résist-T2	VAN-EBFM-10-10%-7,5-T2	VAN-EBFC-10-10%-7,5-rot -T2	VAN-EBFC-10-10%-7,5-résist-T2	VAN-EBFM-10-15%-7,5-T2	VAN-EBFC-10-15%-7,5-rot -T2	VAN-EBFC-10-15%-7,5-résist-T2	VAN-EBFM-10-20%-7,5-T2	VAN-EBFC-10-20%-7,5-rot -T2	VAN-EBFC-10-20%-7,5-résist-T2
10	0.90	0.54	0.90	0.55	0.21	0.55	0.30	0.10	0.30	0.96	0.68	0.76	0.81	0.82	0.61	0.52	0.36	0.52
9	0.95	0.81	0.95	0.98	0.60	1.00	0.56	0.19	0.57	0.94	0.88	0.95	1.00	0.81	0.99	0.90	0.69	0.91
8	0.95	0.92	0.95	0.95	0.88	0.96	0.81	0.27	0.81	0.94	0.90	0.94	0.99	0.96	0.99	0.96	0.53	1.00
7	0.96	0.82	0.96	0.99	0.70	1.00	0.90	0.34	0.90	0.92	0.88	0.92	0.97	0.83	0.96	0.94	0.68	0.95
6	0.98	0.92	0.96	0.91	0.84	0.91	0.96	0.40	0.97	0.94	0.94	0.96	0.98	0.88	0.97	1.00	0.82	0.93
5	0.94	0.96	0.96	0.96	0.96	0.89	0.92	0.46	0.92	0.94	0.87	0.97	1.00	0.95	0.99	0.96	0.93	0.97
4	0.96	0.98	0.98	0.99	0.93	0.98	0.82	0.50	0.82	0.96	0.96	0.98	0.97	0.97	0.98	0.98	0.92	0.96
3	0.98	0.96	0.98	0.98	0.89	0.99	0.88	0.54	0.88	0.95	0.89	0.99	0.96	0.88	0.96	0.96	0.99	0.97
2	0.99	0.89	0.98	1.00	0.93	0.98	0.92	0.57	0.92	0.96	0.93	0.98	1.00	0.92	0.96	0.96	0.94	0.95
1	1.00	0.91	0.97	0.99	0.96	1.00	0.96	0.87	0.96	0.99	1.00	0.99	1.00	0.93	0.99	0.96	0.84	0.97



Tableau 3-18 : Ratio  $V_{\text{fl}}/V_{\text{rl}}$  Vancouver 15 étages – Conception T

Étage	VAN-EBFM-15-10%-9-T	VAN-EBFC-15-10%-9-rot -T	VAN-EBFC-15-10%-9-résist-T	VAN-EBFM-15-15%-9-T	VAN-EBFC-15-15%-9-rot -T	VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T	VAN-EBFM-15-20%-9-T	VAN-EBFC-15-20%-9-rot -T	VAN-EBFC-15-20%-9-résist-T	VAN-EBFM-15-10%-7,5-T	VAN-EBFC-15-10%-7,5-rot -T	VAN-EBFC-15-10%-7,5-résist-T	VAN-EBFM-15-15%-7,5-T	VAN-EBFC-15-15%-7,5-rot -T	VAN-EBFC-15-15%-7,5-résist-T	VAN-EBFM-15-20%-7,5-T	VAN-EBFC-15-20%-7,5-rot -T	VAN-EBFC-15-20%-7,5-résist-T
15	0.95	0.63	0.95	0.73	0.28	0.73	0.41	0.12	0.41	0.91	0.73	0.67	0.90	0.57	0.90	0.69	0.49	0.69
14	0.89	0.77	0.89	0.90	0.48	0.89	0.70	0.20	0.61	0.84	0.84	0.84	0.88	0.55	0.88	0.89	0.47	0.89
13	0.91	0.75	0.91	0.93	0.67	0.95	0.85	0.27	0.72	0.84	0.80	0.84	0.89	0.76	0.89	0.87	0.65	0.87
12	0.88	0.88	0.88	0.91	0.85	0.91	0.91	0.34	0.91	0.85	0.83	0.86	0.92	0.87	0.92	0.88	0.82	0.91
11	0.90	0.83	0.90	0.92	0.90	0.95	0.82	0.40	0.73	0.82	0.78	0.87	0.92	0.81	0.93	0.89	0.89	0.88
10	0.91	0.85	0.91	0.94	0.94	0.95	0.95	0.47	0.78	0.85	0.83	0.88	0.94	0.89	0.93	0.91	0.92	0.90
9	0.93	0.85	0.93	0.95	0.95	0.92	0.96	0.52	0.88	0.86	0.86	0.89	0.93	0.88	0.93	0.92	0.94	0.92
8	0.94	0.89	0.94	0.96	0.96	0.96	0.97	0.57	0.96	0.86	0.83	0.89	0.94	0.87	0.94	0.94	0.74	0.92
7	0.94	0.92	0.93	0.94	0.75	0.97	0.95	0.62	0.99	0.87	0.82	0.92	0.97	0.94	0.93	0.95	0.80	0.92
6	0.94	0.91	0.93	0.97	0.80	0.97	0.97	0.66	0.99	0.87	0.88	0.93	0.98	0.88	0.93	0.95	0.85	0.92
5	0.96	0.89	0.95	0.97	0.84	0.97	0.99	0.69	0.99	0.87	0.87	0.94	0.99	0.91	0.93	0.95	0.89	0.91
4	0.97	0.93	0.97	0.95	0.86	0.99	0.96	0.71	0.99	0.90	0.90	0.95	0.97	0.94	0.96	0.94	0.91	0.91
3	0.98	0.91	0.98	0.97	0.88	0.99	0.98	0.74	0.95	0.91	0.93	0.98	0.98	0.95	0.98	0.95	0.93	0.93
2	1.00	0.93	0.99	0.98	0.89	0.99	0.99	0.75	0.97	0.93	0.95	0.94	0.99	0.96	0.97	0.96	0.93	0.95
1	0.98	0.94	1.00	0.97	0.97	0.99	0.99	0.86	0.99	0.95	0.97	0.97	1.00	0.92	0.99	0.95	0.95	0.96

Tableau 3-19 : Ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  Vancouver 15 étages – Conception T2

Étage	VAN-EBFM-15-10%-9-T2	VAN-EBFC-15-10%-9-rot -T2	VAN-EBFC-15-10%-9-résist-T2	VAN-EBFM-15-15%-9-T2	VAN-EBFC-15-15%-9-rot -T2	VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T2	VAN-EBFM-15-20%-9-T2	VAN-EBFC-15-20%-9-rot -T2	VAN-EBFC-15-20%-9-résist-T2	VAN-EBFM-15-10%-7,5-T2	VAN-EBFC-15-10%-7,5-rot -T2	VAN-EBFC-15-10%-7,5-résist-T2	VAN-EBFM-15-15%-7,5-T2	VAN-EBFC-15-15%-7,5-rot -T2	VAN-EBFC-15-15%-7,5-résist-T2	VAN-EBFM-15-20%-7,5-T2	VAN-EBFC-15-20%-7,5-rot -T2	VAN-EBFC-15-20%-7,5-résist-T2
15	0.95	0.63	0.95	0.73	0.28	0.73	0.40	0.12	0.40	0.91	0.73	0.67	0.90	0.57	0.97	0.69	0.49	0.69
14	0.89	0.77	0.89	0.98	0.74	0.89	0.69	0.20	0.69	0.84	0.84	0.84	0.88	0.55	0.97	0.89	0.73	0.97
13	0.91	0.88	0.90	0.98	0.66	0.95	0.97	0.27	0.96	0.84	0.80	0.84	0.89	0.76	0.97	0.87	0.65	0.87
12	0.88	0.88	0.88	0.91	0.84	0.91	0.96	0.34	0.96	0.85	0.93	0.86	0.92	0.96	0.96	0.92	0.82	0.93
11	0.90	0.92	0.90	0.98	0.89	0.95	0.97	0.40	0.71	0.82	0.88	0.87	0.92	0.99	0.96	0.93	0.98	0.98
10	0.91	0.85	0.91	1.00	0.92	0.96	0.92	0.46	0.76	0.85	0.90	0.88	0.94	0.93	0.96	0.93	0.90	0.96
9	0.93	0.95	0.93	0.99	0.92	0.92	0.92	0.51	0.85	0.86	0.94	0.89	0.92	0.98	0.98	0.93	0.92	0.99
8	0.94	0.93	0.94	0.97	0.93	0.96	0.93	0.56	0.93	0.86	0.95	0.89	0.92	0.95	0.98	0.94	0.71	0.98
7	0.94	0.95	0.94	1.00	0.96	0.96	0.96	0.61	0.96	0.88	0.98	0.92	0.94	0.91	0.97	0.94	0.77	0.98
6	0.94	0.95	0.93	1.00	0.78	0.96	0.96	0.65	0.96	0.87	0.95	0.93	0.95	0.97	0.99	0.94	0.81	0.99
5	0.96	0.93	0.95	0.99	0.82	0.96	0.96	0.68	0.97	0.86	0.98	0.93	0.96	0.89	0.98	0.96	0.85	0.98
4	0.96	0.97	0.97	1.00	0.85	0.97	1.00	0.70	0.97	0.89	0.94	0.94	0.94	0.91	0.98	0.94	0.88	0.99
3	0.97	0.94	0.97	0.99	0.87	0.98	0.99	0.72	0.94	0.89	0.96	0.96	0.96	0.93	1.00	0.96	0.89	1.00
2	0.98	0.96	0.97	0.99	0.88	0.98	1.00	0.74	0.95	0.91	0.93	0.92	0.96	0.93	0.99	0.97	0.90	1.00
1	0.96	0.99	0.98	1.00	0.94	0.96	0.99	0.85	0.95	0.94	0.95	0.95	0.96	0.95	1.00	0.96	0.91	1.00

Tableau 3-20 : Ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  Montréal 15 étages – Conception T

Étage	MTL-EBFM-15-5%-9-T	MTL-EBFC-15-5%-9-rot -T	MTL-EBFC-15-5%-9-résist-T	MTL-EBFM-15-10%-9-T	MTL-EBFC-15-10%-9-rot -T	MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T	MTL-EBFM-15-15%-9-T	MTL-EBFC-15-15%-9-rot -T	MTL-EBFC-15-15%-9-résist-T	MTL-EBFM-15-5%-7,5-T	MTL-EBFC-15-5%-7,5-rot -T	MTL-EBFC-15-5%-7,5-résist-T	MTL-EBFM-15-10%-7,5-T	MTL-EBFC-15-10%-7,5-rot -T	MTL-EBFC-15-10%-7,5-résist-T	MTL-EBFM-15-15%-7,5-T	MTL-EBFC-15-15%-7,5-rot -T	MTL-EBFC-15-15%-7,5-résist-T
15	0.52	0.45	0.46	0.35	0.28	0.35	0.21	0.08	0.21	0.54	0.35	0.54	0.44	0.56	0.43	0.31	0.31	0.31
14	0.83	0.55	0.83	0.69	0.55	0.69	0.41	0.24	0.41	0.81	0.52	0.81	0.84	0.74	0.84	0.61	0.62	0.61
13	0.79	0.80	0.79	0.89	0.80	0.89	0.60	0.34	0.60	0.78	0.57	0.78	0.84	0.74	0.84	0.79	0.72	0.85
12	0.82	0.73	0.82	0.86	0.77	0.86	0.77	0.45	0.77	0.77	0.73	0.77	0.84	0.81	0.84	0.82	0.74	0.81
11	0.82	0.80	0.84	0.87	0.81	0.87	0.87	0.55	0.74	0.75	0.72	0.75	0.82	0.82	0.82	0.79	0.71	0.79
10	0.80	0.74	0.71	0.85	0.85	0.85	0.84	0.40	0.85	0.77	0.77	0.77	0.82	0.67	0.82	0.74	0.82	0.74
9	0.75	0.76	0.76	0.68	0.77	0.79	0.77	0.46	0.77	0.77	0.77	0.80	0.81	0.75	0.81	0.78	0.76	0.80
8	0.74	0.74	0.74	0.68	0.60	0.76	0.70	0.51	0.70	0.73	0.73	0.73	0.69	0.64	0.70	0.78	0.57	0.61
7	0.75	0.75	0.75	0.68	0.65	0.68	0.59	0.55	0.59	0.73	0.74	0.73	0.69	0.69	0.69	0.51	0.62	0.51
6	0.69	0.69	0.59	0.67	0.69	0.73	0.56	0.59	0.71	0.71	0.71	0.70	0.71	0.68	0.54	0.71	0.66	0.71
5	0.69	0.63	0.63	0.65	0.69	0.63	0.63	0.62	0.67	0.66	0.66	0.65	0.72	0.72	0.72	0.72	0.70	0.72
4	0.67	0.67	0.66	0.65	0.66	0.66	0.49	0.65	0.70	0.70	0.69	0.68	0.68	0.68	0.68	0.60	0.66	0.68
3	0.57	0.56	0.56	0.64	0.65	0.64	0.50	0.60	0.65	0.63	0.62	0.61	0.62	0.62	0.62	0.63	0.66	0.63
2	0.58	0.58	0.57	0.58	0.58	0.58	0.51	0.62	0.58	0.55	0.55	0.54	0.63	0.64	0.63	0.64	0.64	0.56
1	0.50	0.50	0.49	0.57	0.58	0.58	0.52	0.56	0.59	0.54	0.53	0.53	0.57	0.57	0.56	0.57	0.58	0.57

Tableau 3-21 : Ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  Montréal 15 étages – Conception T2

Étage	MTL-EBFM-15-5%-9-T2	MTL-EBFC-15-5%-9-rot -T2	MTL-EBFC-15-5%-9-résist-T2	MTL-EBFM-15-10%-9-T2	MTL-EBFC-15-10%-9-rot -T2	MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T2	MTL-EBFM-15-15%-9-T2	MTL-EBFC-15-15%-9-rot -T2	MTL-EBFC-15-15%-9-résist-T2	MTL-EBFM-15-5%-7,5-T2	MTL-EBFC-15-5%-7,5-rot -T2	MTL-EBFC-15-5%-7,5-résist-T2	MTL-EBFM-15-10%-7,5-T2	MTL-EBFC-15-10%-7,5-rot -T2	MTL-EBFC-15-10%-7,5-résist-T2	MTL-EBFM-15-15%-7,5-T2	MTL-EBFC-15-15%-7,5-rot -T2	MTL-EBFC-15-15%-7,5-résist-T2
15	0.52	0.45	0.46	0.34	0.27	0.34	0.20	0.08	0.20	0.55	0.62	0.54	0.52	0.53	0.42	0.30	0.30	0.30
14	0.96	0.54	0.83	0.62	0.50	0.63	0.37	0.22	0.38	1.00	0.64	0.57	0.97	0.66	0.76	0.54	0.55	0.55
13	0.95	0.78	0.78	0.87	0.71	0.79	0.53	0.31	0.53	0.90	0.82	0.77	0.94	0.66	0.76	0.77	0.63	0.75
12	0.71	0.71	0.80	0.75	0.81	0.75	0.68	0.40	0.67	0.73	0.83	0.75	0.74	0.71	0.75	0.74	0.64	0.71
11	0.72	0.77	0.81	0.69	0.82	0.78	0.81	0.48	0.65	0.78	0.78	0.72	0.73	0.73	0.73	0.63	0.77	0.69
10	0.73	0.70	0.68	0.74	0.76	0.76	0.75	0.56	0.75	0.73	0.73	0.73	0.64	0.60	0.73	0.73	0.72	0.66
9	0.71	0.71	0.71	0.61	0.68	0.71	0.69	0.63	0.69	0.72	0.72	0.75	0.62	0.67	0.72	0.62	0.67	0.72
8	0.64	0.69	0.69	0.67	0.52	0.69	0.63	0.70	0.63	0.67	0.67	0.68	0.62	0.57	0.61	0.64	0.51	0.55
7	0.70	0.69	0.70	0.63	0.57	0.61	0.69	0.49	0.53	0.68	0.68	0.67	0.68	0.61	0.61	0.60	0.56	0.45
6	0.64	0.64	0.55	0.60	0.61	0.65	0.53	0.52	0.63	0.64	0.63	0.63	0.66	0.60	0.48	0.64	0.59	0.64
5	0.59	0.59	0.58	0.64	0.61	0.55	0.52	0.55	0.59	0.60	0.59	0.59	0.64	0.64	0.63	0.65	0.63	0.64
4	0.61	0.61	0.61	0.60	0.58	0.58	0.59	0.58	0.62	0.62	0.62	0.61	0.59	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
3	0.52	0.52	0.51	0.57	0.57	0.57	0.56	0.53	0.58	0.56	0.55	0.55	0.54	0.55	0.55	0.55	0.59	0.55
2	0.53	0.53	0.52	0.52	0.52	0.52	0.46	0.54	0.52	0.50	0.49	0.49	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.50
1	0.46	0.46	0.46	0.52	0.53	0.52	0.53	0.50	0.53	0.49	0.49	0.48	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51

### 3.4.2 Vancouver 5 étages

On discute d'abord des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$ , du tonnage d'acier et des déplacements inter-étages des structures de Vancouver avec une largeur de cadre de 9 mètres. Ensuite, ces conceptions sont comparées aux structures de Vancouver avec une largeur de cadre de 7,5 mètres.

Les ratios  $e/L$  choisis sont 5%, 10% et 15%

#### 3.4.2.1 Étude du rapport $V_{fl}/V_{rL}$ , du tonnage d'acier et du déplacement inter-étage

Les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  sont disponibles dans les tableaux de la section 3.4.1.3. Les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  des structures de type EBFM et EBFC-résist sont similaires pour tous les types de conception de 5 étages à Vancouver. Les structures de type EBFC-rot sont celles qui obtiennent les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  les moins élevés. En effet, la section de poutre du lien des structures de type EBFC-rot a dû être sélectionnée pour reprendre les interactions des efforts axiaux et de flexion à l'extérieur du lien, ce qui réduit des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$ .

La Figure 3-7, montre les déplacements inter-étages des conceptions de 5 étages à Vancouver soit :

- Figure 3-7a) VAN-EBFM-5-5%-9, VAN-EBFC-5-5%-9-rot, VAN-EBFC-5-5%-9-résist
- Figure 3-7 b) VAN-EBFM-5-10%-9, VAN-EBFC-5-10%-9-rot, VAN-EBFC-5-10%-9-résist
- Figure 3-7c) VAN-EBFM-5-15%-9, VAN-EBFC-5-15%-9-rot, VAN-EBFC-5-15%-9-résist

Afin de faciliter la lecture, le critère de rotation inélastique est illustré sur la Figure 3-7, et sur toutes les figures subséquentes, comme le déplacement inter-étages nécessaire pour avoir une rotation inélastique,  $\gamma_p$ , de 0,08 à l'aide de l'approximation de l'équation 2-15.

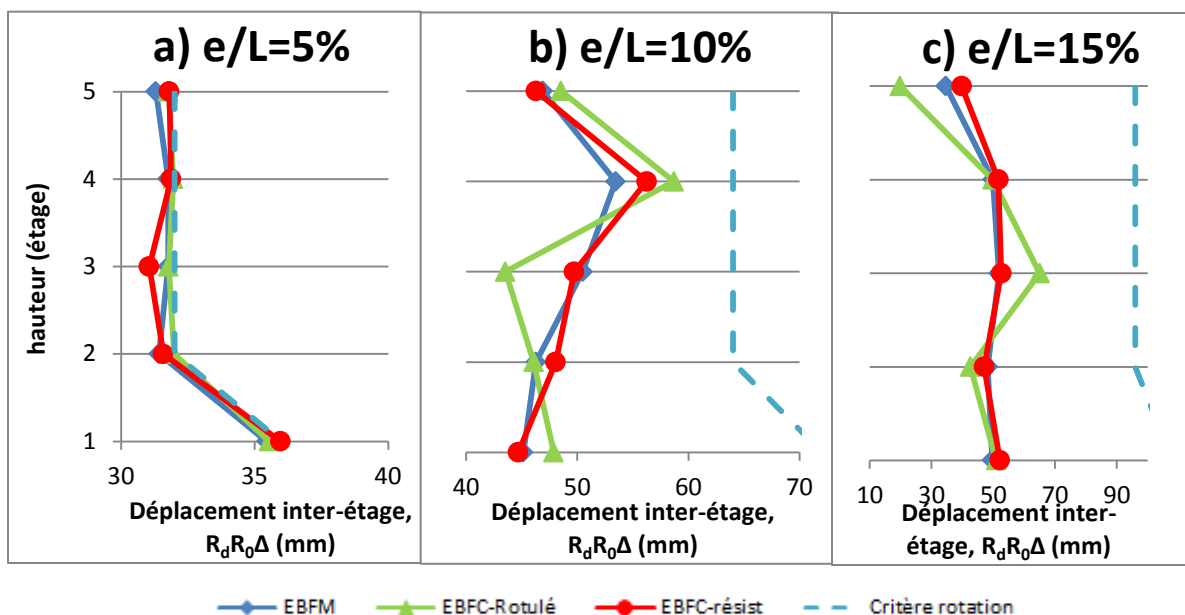


Figure 3-7 : Déplacements inter-étages pour bâtiments de 5 étages avec poutre de 9 mètres pour des ratios  $e/L$  de a) 5%, b) 10% et c) 15% à Vancouver

Pour les bâtiments avec ratio  $e/L$  de 5%, ce sont les rotations inélastiques qui gouvernent la conception. En effet, aucun des bâtiments n'arrivait près du critère de déplacements inter-étages de 2,5% de la hauteur d'étage qui représente 112,5 millimètres de déplacement inter-étages pour le premier étage et 100 millimètres pour les autres étages. En utilisant l'approximation de l'équation 2-15, on trouve que le déplacement inter-étages maximal est de 36 millimètres pour le premier étage et de 32 millimètres pour les autres étages.

La Figure 3-9 montre le poids de chaque structure à Vancouver. Le critère de rotation inélastique devient contraignant et les bâtiments avec un ratio  $e/L$  de 5% sont les plus lourdes conceptions de Vancouver avec une largeur de cadre de 9 mètres. Il est conseillé d'allonger le lien afin de retrouver une conception plus économique.

La différence entre les poids des différents types de conception pour les ratios  $e/L$  de 10% et 15% est principalement due aux systèmes de reprise de l'effort de flexion dans la poutre à l'extérieur du lien et aux ratios  $V_{fl}/V_{rl}$ . Pour les structures de type EBFM, le lien optimal a pu être sélectionné et tous les éléments ont pu être choisis pour respecter les critères de conception par capacité. Tel que mentionné plus haut, les conceptions n'ont aucun moyen de diminuer les efforts de flexion dans la poutre à l'extérieur du lien et une poutre plus grosse doit être choisie. En réduisant les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$ , les efforts pour les autres éléments du cadre sont augmentés et des sections plus lourdes doivent être sélectionnées pour respecter les critères de conception par capacité. Pour les structures de type EBFC-résist, la poutre a été choisie afin de

maximiser le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ . Cependant, les diagonales ont dû être grossies afin d'augmenter leur rigidité en flexion pour diminuer l'effort de flexion reprise par la poutre à l'extérieur du lien. Tout ce travail de reprise des efforts de flexion dans les poutres à l'extérieur du lien n'est pas un problème pour les structures de type EBFM puisque le concepteur peut spécifier exactement le profilé dont il a besoin pour reprendre ces efforts, ce qui se traduit en des conceptions plus économiques.

### 3.4.2.2 Effet de la longueur de la poutre et des liens.

Aux tableaux de la section 3.4.1.3, les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  pour les conceptions avec des poutres de 7,5 mètres sont similaires à ceux des conceptions avec des poutres de 9 mètres. Pour  $e/L = 5\%$ , les critères  $e \geq d$  et  $e \leq 1,6M_p/V_p$  ont contrôlé la sélection de certains liens, ce qui a diminué les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$ . En effet, lorsque le choix du lien n'est pas contrôlé par la résistance en cisaillement, le ratio a tendance  $V_{fl}/V_{rl}$  à souffrir. Ceci peut être corrigé en sélectionnant un ratio  $e/L$  plus grand.

La Figure 3-8 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 5 étages à Vancouver soit :

- Figure 3-8a) VAN-EBFM-5-5%-7,5, VAN-EBFC-5-5%-7,5-rot, VAN-EBFC-5-5%-7,5-résist
- Figure 3-8 b) VAN-EBFM-5-10%-7,5, VAN-EBFC-5-10%-7,5-rot, VAN-EBFC-5-10%-7,5-résist
- Figure 3-8c) VAN-EBFM-5-15%-7,5, VAN-EBFC-5-15%-7,5-rot, VAN-EBFC-5-15%-7,5-résist

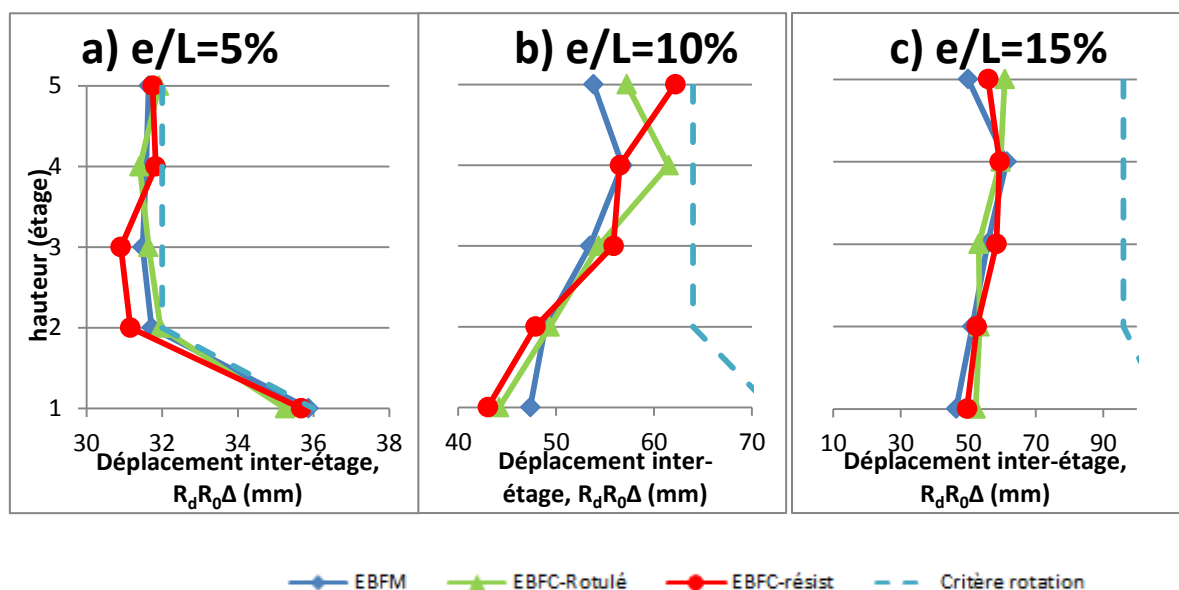


Figure 3-8 : Déplacements inter-étages pour bâtiments de 5 étages à Vancouver avec longueur de poutre de 7,5 mètres pour des ratios  $e/L$  de a) 5%, b) 10% et c) 15% à Vancouver

Le poids d'acier des diverses conceptions est présenté sur le graphique de la figure 3-9. Le poids total du cadre est divisé par le nombre d'étages de telle sorte que l'on puisse comparer avec les valeurs présentées plus bas pour les structures de 10 et 15 étages. Pour les structures avec un lien court, c'est-à-dire avec un ratio  $e/L$  de 5%, avoir une longueur de poutre de 9 mètres est favorable au niveau du poids. En réduisant la longueur de 9 mètres à 7,5 mètres, le déplacement inter-étages en flexion du cadre est augmenté et de plus grosses sections de colonnes sont nécessaires afin de contrôler cette augmentation de déplacement latéral. Étant donné que la rotation inélastique contrôlait déjà la conception, toute augmentation de déplacement inter-étages nécessite de grossir des sections.

Pour les autres ratios  $e/L$ , la poutre plus courte de 7,5 mètres donne des poids plus légers. En effet, pour les conceptions avec une poutre de 9 mètres, les déplacements inter-étages ne contrôlaient à aucun étage. L'augmentation du déplacement inter-étages en flexion du cadre ne nécessite donc pas de grossir les éléments du cadre.

Sur la figure 3-9, on note que le ratio  $e/L = 10\%$  est optimal au niveau de la quantité d'acier pour toutes les structures. La différence avec les structures ayant un rapport  $e/L$  de 15% est cependant faible et la pénalité ne serait pas trop importante si des contraintes architecturales ou de fonctionnement exigeaient une ouverture plus grande entre les diagonales. Les cadres avec  $e/L = 5\%$  sont moins économiques parce que leur conception a été contrôlée par la limite sur les rotations inélastiques, ce qui n'est pas le cas pour un rapport  $e/L$  plus élevé.

La structure de type EBFM est généralement la plus économique alors que le système EFBC-rot est généralement le plus lourd. Pour les bâtiments avec poutres de 7,5 mètres et  $e/L = 15\%$ , la conception EBFC-rot est plus légère que la conception EBFC-resist parce que les poutres du second système ont été sélectionnées pour optimiser le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ . Ces poutres ne sont pas nécessairement des sections profondes. Ces sections « compactes » offrent moins de résistance en flexion et de plus grandes sections de diagonale doivent être fournies afin de reprendre les efforts de flexion que la poutre à l'extérieur du lien ne peut reprendre. Les structures de type EBFC-rot ont typiquement besoin de poutres plus profondes afin d'augmenter la résistance en flexion à l'extérieur du cadre. Dans le cas présent, ces poutres « profondes » se sont avérées plus légères que les poutres « compactes » des structures de type EBFC-resist. Pour les conceptions conventionnelles, il est donc conseillé d'utiliser, lorsque possible, des sections plus profondes pour la poutre. Ceci permet une meilleure reprise des efforts de flexion à l'extérieur du lien. Toutefois, l'objectif premier du concepteur devrait être d'utiliser le ratio  $e/L$  optimal et d'optimiser les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  puisque c'est de cette façon qu'il est possible de réduire le plus efficacement le poids total de la structure.



Seulement 3 ratios  $e/L$  ont été analysés (Figure 3-9). Le ratio  $e/L$  est le plus économique parmi les 3 ratios étudiés. Il est fort probable que le ratio optimal donnant la conception la plus économique ne soit pas  $e/L = 10\%$ . Toutefois, ce ratio se situe entre 5% et 15%.

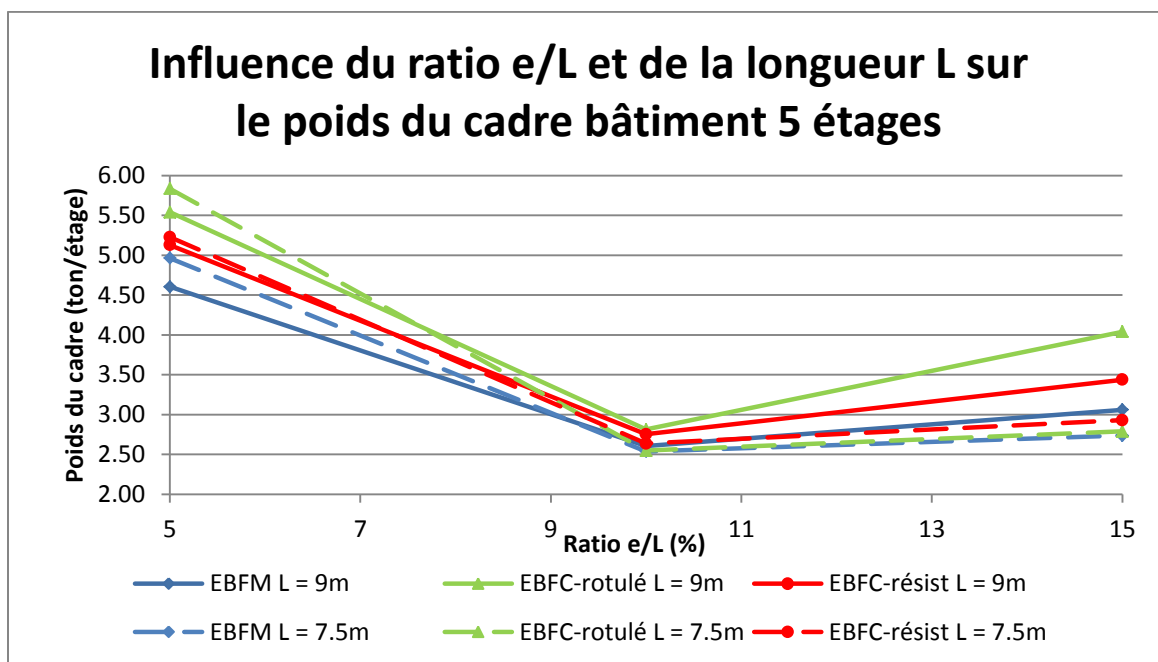


Figure 3-9 : Influence du ratio  $e/L$  et de la longueur  $L$  sur le poids d'un bâtiment de 5 étages à Vancouver

### 3.4.3 Montréal 5 étages

Les ratios  $e/L$  égaux à 5%, 10% et 15% ont alors été étudiés. Le poids minimum trouvé est avec le ratio  $e/L$  de 5%. Les deux autres ratios évalués sont 10% et 15%. La raison est qu'il était difficile, voire impossible, de trouver des profilés pour le lien pour des ratios  $e/L$  plus petits que 5%, spécialement pour les bâtiments avec une poutre de 7,5 mètres.

#### 3.4.3.1 Étude du rapport $V_{fl}/V_{rl}$ et du tonnage d'acier

Les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  sont montrés dans les tableaux de la section 3.4.1.3.

Pour les bâtiments de Montréal, les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  ne sont pas aussi près de l'unité que pour les bâtiments de Vancouver. Cela est dû au fait que les charges sismiques sont beaucoup plus faibles à Montréal.

Pour les structures avec un ratio  $e/L$  de 5%, il était possible de choisir des liens pour optimiser le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  pour tous les étages à l'exception du 5<sup>e</sup> étage. Cet étage avait une faible valeur de  $V_{fl}$  et le choix du lien était limité par le critère sur le mode de plastification ( $e < 1,6M_p/V_p$ ).

Pour les conceptions de 5 étages avec des ratios  $e/L$  de 10% et 15%, le critère sur le mode de plastification gouvernait le choix du lien pour plus d'un étage. Ceci explique les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  plus faibles. Pour les bâtiments EBFC-rot, l'interaction C-M et T-M dans la poutre à l'extérieur du lien s'ajoute au critère du mode de plastification et influence également le choix du lien pour les ratios  $e/L$  de 10% et de 15%.

Pour simplifier la lecture, l'expression « les interactions » a été utilisée dans le texte ci-dessus. Cette expression réfère à tous les types d'interaction entre les efforts axiaux et de flexion, qu'ils soient en compression ou en tension.

La Figure 3-10 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 5 étages à Montréal soit :

- Figure 3-10a) MTL-EBFM-5-5%-9, MTL-EBFC-5-5%-9-rot, MTL-EBFC-5-5%-9-résist
- Figure 3-10 b) MTL-EBFM-5-10%-9, MTL-EBFC-5-10%-9-rot, MTL-EBFC-5-10%-9-résist
- Figure 3-10c) MTL-EBFM-5-15%-9, MTL-EBFC-5-15%-9-rot, MTL-EBFC-5-15%-9-résist

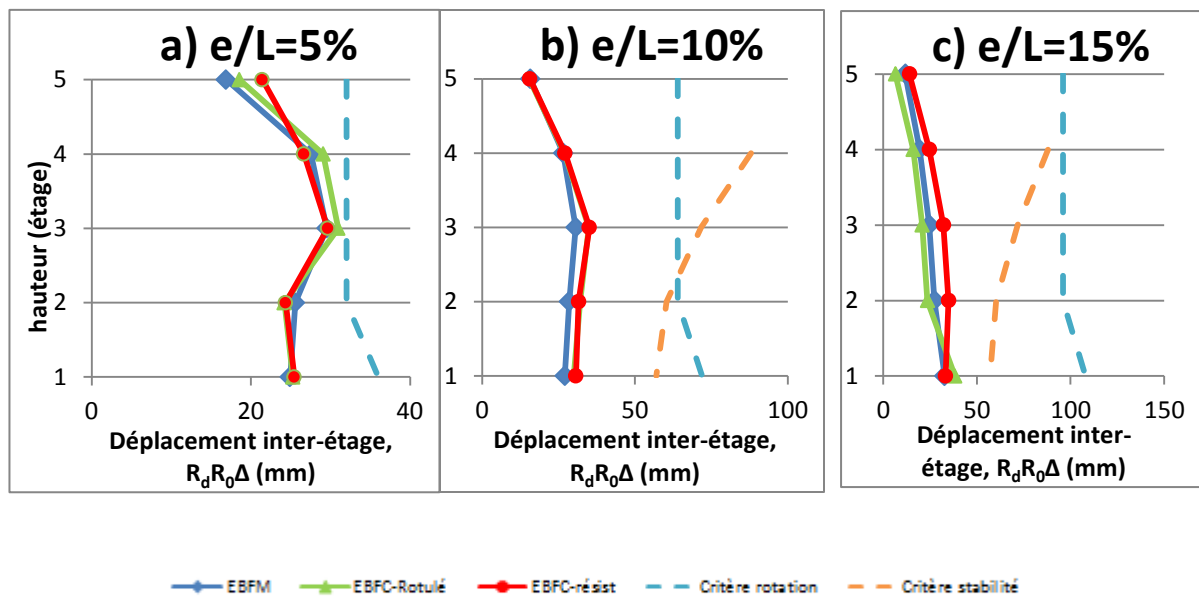


Figure 3-10 : Déplacements inter-étages pour bâtiments de 5 étages  $L = 9$  m  $T = 2$  s pour  $e/L =$  a) 5% b) 10% et c) 15% à Montréal

À Montréal, la limite sur la rotation inélastique a contrôlé la conception au 3<sup>e</sup> étage des conceptions avec  $e/L$  de 5%, tel que montré à la Figure 3-10a. Tel que mentionné plus haut, le choix des sections de tous les autres éléments de ces structures était gouverné par des états limites ultimes ou de géométrie du profilé tel que le mode de plastification du lien ( $e > M_p/V_p$ ) ou la profondeur du lien ( $e > d$ ). Dans la figure, on a ajouté le déplacement inter-étages associé au critère de stabilité, c'est-à-dire le déplacement inter-étages causant un facteur  $U_2$  égal à 1,4. Cette valeur a été calculée à l'aide de l'équation 2-19. Malgré que ce critère ne contrôle pas ici, on note sur la Figure 3-10 que son importance augmente lorsque l'on augmente  $e/L$ . Comme on le verra plus bas, ce critère a gouverné la conception des structures plus hautes à Montréal.

Les poids pour les conceptions sont présentés à la Figure 3-12. Pour Montréal, tout comme à Vancouver, le système de contreventement le plus économique pour les bâtiments de 5 étages est le contreventement modulaire. C'est également celui pour lequel le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  moyen est le plus élevé. Le contreventement le plus lourd et qui présente des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  les moins uniformes est le cadre EBFC-rot. Seule une conception EBFC-résist est plus lourde que sa contrepartie EBFC-rot. Il s'agit de la conception ayant un ratio  $e/L$  de 5% et une poutre de 9 mètres. L'écart est toutefois très faible.

### 3.4.3.2 Effet de la longueur de la poutre et des liens.

La Figure 3-11 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 5 étages à Montréal soit :

- Figure 3-11a) MTL-EBFM-5-5%-7,5, MTL-EBFC-5-5%-7,5-rot, MTL-EBFC-5-5%-7,5-résist
- Figure 3-11 b) MTL-EBFM-5-10%-7,5, MTL-EBFC-5-10%-7,5-rot, MTL-EBFC-5-10%-7,5-résist
- Figure 3-11c) MTL-EBFM-5-15%-7,5, MTL-EBFC-5-15%-7,5-rot, MTL-EBFC-5-15%-7,5-résist

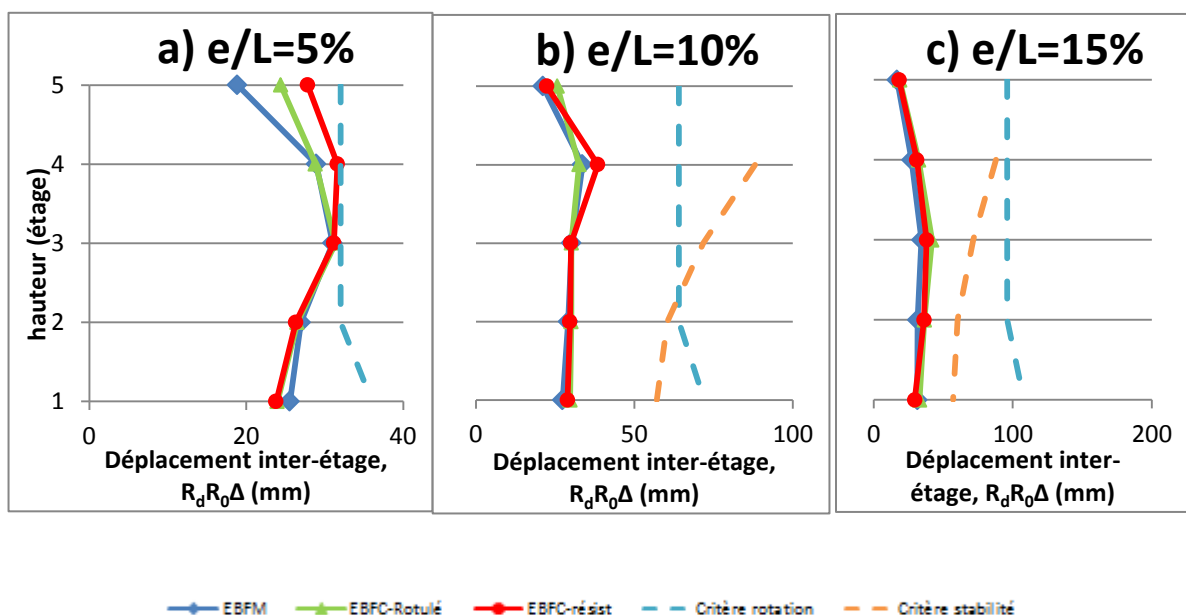


Figure 3-11 : Déplacements inter-étages pour bâtiments de 5 étages  $L = 7,5$  m  $T = 2$  s pour  $e/L =$  a) 5% b) 10% et c) 15% à Montréal.

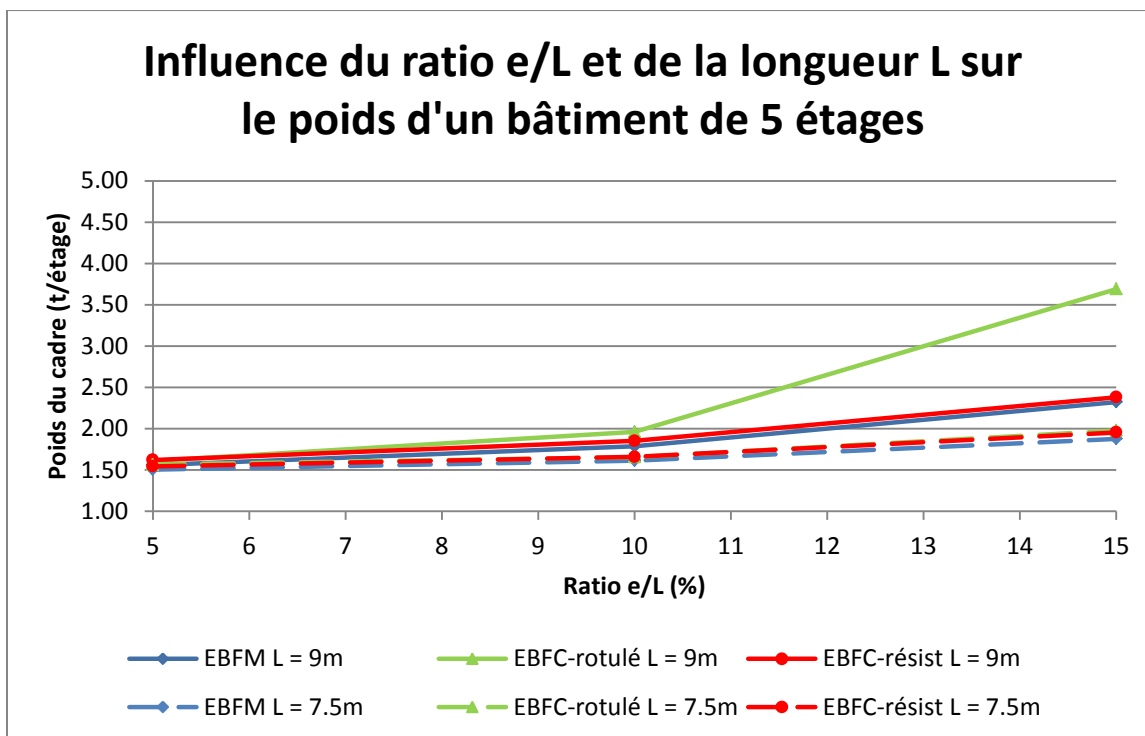


Figure 3-12 : Influence du ratio  $e/L$  et de la longueur  $L$  sur le poids d'un bâtiment de 5 étages à Montréal

La Figure 3-11 montre que raccourcir la longueur de la poutre permet d'améliorer le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  et de diminuer le poids de toutes les structures à l'étude. En effet, les liens sont plus petits pour une longueur de poutre de 7,5 mètres, ce qui permet de faire le dimensionnement en fonction des efforts sismiques plutôt que d'être contraint par le critère du mode de plastification. Ceci est principalement dû au fait que le critère sur le mode de plastification gouvernait les conceptions avec des poutres de 9 mètres. En ayant des poutres plus courtes, on obtient des liens plus courts et le critère sur le mode de défaillance est moins contraignant. Cela augmente les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  et diminue le poids total des structures.

Pour ces structures à Montréal, l'influence de  $e/L$  sur le poids est faible, mais ce sont les cadres avec  $e/L = 5\%$  qui sont les plus économiques. L'augmentation du poids avec  $e/L$  est principalement causée par l'augmentation des moments de flexion qui doivent être considérés dans la vérification de la poutre hors du lien. L'impact est donc plus important pour les conceptions EBFC-rot. Pour ces structures, l'augmentation de la poutre implique une augmentation du lien et, par conséquent, des efforts à considérer lors de la conception par capacité des diagonales et des colonnes. Pour les conceptions EBFC-resist, les diagonales contribuent à reprendre les moments imposés par les liens et l'effet de  $e/L$  est moindre.

### 3.4.4 Vancouver 10 étages

Après quelques essais, il a été déterminé que le poids minimum pour un bâtiment de 10 étages est obtenu pour un ratio  $e/L$  de 15%. Les 2 autres ratios  $e/L$  évalués étaient 10% et 20%. De manière générale, la rotation inélastique contrôle le choix des éléments du cadre pour les bâtiments avec un ratio  $e/L$  de 10%. Pour les autres ratios, ce sont les efforts calculés selon les principes de conception par capacité qui ont contrôlé le choix des diagonales et des colonnes et les interactions des efforts axiaux et de flexion qui ont contrôlé le choix de la poutre. Les choix des liens ont toujours été contrôlés par les efforts sismiques.

#### 3.4.4.1 Étude du rapport $V_{fl}/V_{rl}$ et du tonnage d'acier

Les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  sont disponibles dans les tableaux de la section 3.4.1.3.

Tout comme dans le cas des bâtiments de 5 étages, il est plus difficile d'obtenir un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  près de l'unité pour les étages supérieurs, spécialement pour les liens longs. Ceci est dû au fait que la longueur du lien doit être inférieure à la valeur  $1,6M_p/V_p$  du profilé pour en assurer sa plastification en cisaillement.

Les structures de type EBFM arrivent avec des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  moyens supérieurs aux autres pour tous les ratios  $e/L$ . Les structures de type EBFC-rot ont des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  inférieurs aux autres structures et sont les plus lourdes à l'exception du bâtiment avec ratio  $e/L$  de 10%. Pour le ratio  $e/L$  de 10%, c'est la conception EBFC-résist qui est la plus lourde. Pour les structures de type EBFC-rot avec des ratios  $e/L$  plus élevés (15% et 20%), les interactions dans les poutres ont forcé le choix de poutres beaucoup plus grosses que pour les 2 autres types de contreventements. Ceci a eu pour effet de diminuer les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  pour ce type de construction. Pour ces ratios de 15% et de 20%, les connexions rigides entre la poutre et la diagonale des structures de type EBFC-résist ont permis de conserver des liens avec un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  optimal. En effet, alors que les interactions sont problématiques pour la poutre sélectionnée, il suffit d'augmenter la rigidité en flexion relative des diagonales pour diminuer l'effort de flexion dans la poutre des structures de type EBFC-résist.

La Figure 3-13 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 10 étages à Vancouver soit :

- Figure 3-13a) VAN-EBFM-10-10%-9-T, VAN-EBFC-10-10%-9-rot-T, VAN-EBFC-10-10%-9-résist-T
- Figure 3-13 b) VAN-EBFM-10-15%-9-T, VAN-EBFC-10-15%-9-rot-T, VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T
- Figure 3-13c) VAN-EBFM-10-20%-9-T, VAN-EBFC-10-20%-9-rot-T, VAN-EBFC-10-20%-9-résist-T

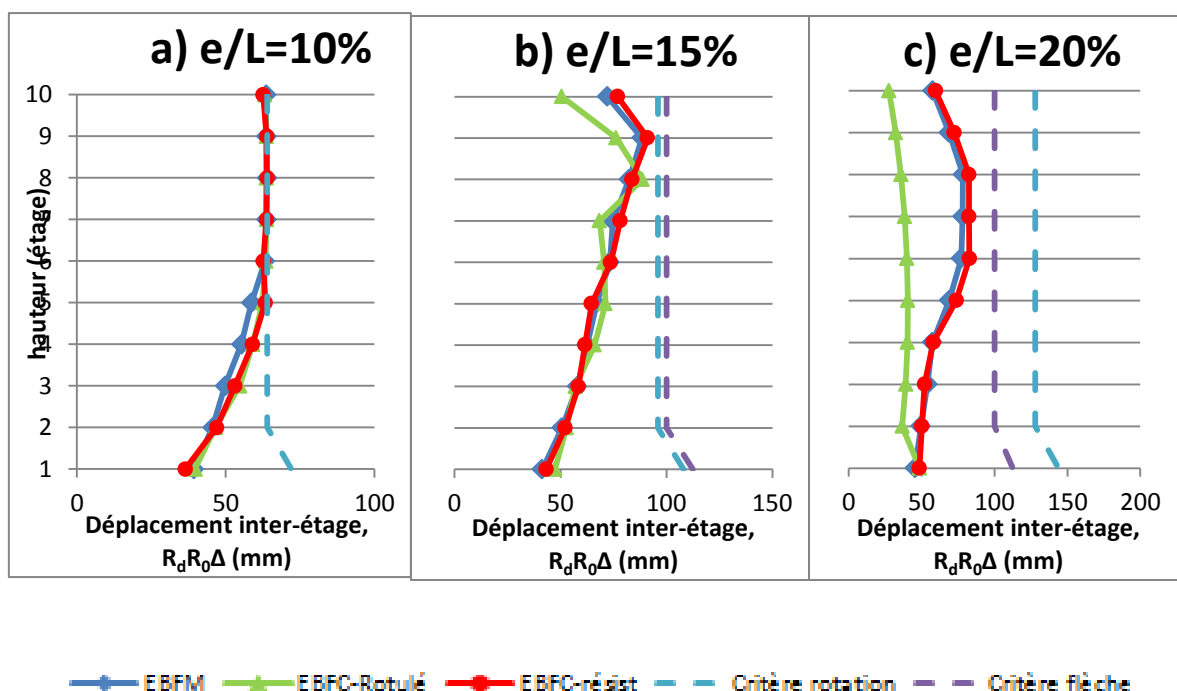


Figure 3-13 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 10 étages à Vancouver  $L = 9$  m  $T = 2$  s pour  $e/L$  = a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver

Le choix des éléments du cadre des bâtiments avec un ratio  $e/L$  de 10% de la Figure 3-13a) sont gouvernées par le contrôle de la rotation inélastique du lien. Les diagonales et les colonnes des bâtiments avec un ratio  $e/L$  de 15% et de 20% (Figure 3-13 b) et c)) sont gouvernées par les efforts de capacité. Le choix du lien des structures de type EBFM et EBFC-résist est contrôlé respect du critère de plastification du lien, alors que l'interaction dans la poutre à l'extérieur du lien contrôle le choix de la poutre dans les structures de type EBFC-rot.

De manière générale, la conception la plus légère est la structure de type EBFM, suivie de EBFC-résist et de EBFC-rot. Pour les structures de type EBFC-résist, il a été décidé de ne pas modifier la poutre afin de conserver de bons ratios  $V_{fl}/V_{rL}$ . Ceci vient avec l'inconvénient que les structures de type EBFC-résist peuvent être plus lourdes que les structures de type EBFC-rot, spécialement si les liens choisis sont compacts. Ce phénomène est observable pour la structure VAN-EBFC-10-20%-9-résist-T. Toutefois, les structures de type EBFC-résist ont de meilleurs ratios  $V_{fl}/V_{rL}$ . La variation des poids selon le ratio  $e/L$  peut être observée à la Figure 3-15.

### 3.4.4.2 Effet de la longueur de la poutre et des liens.

Les mêmes bâtiments ont été évalués avec une longueur de poutre de 7,5 mètres. Les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  demeurent similaires pour les conceptions avec des ratios  $e/L$  de 10% et de 15%. Il y a une amélioration des ratios pour les conceptions avec des ratios  $e/L$  de 20%. Ceci est dû au fait que les structures avec une poutre de 7,5 mètres ont des liens plus courts et que le critère de mode de plastification gouverne sur moins d'étages.

La Figure 3-14 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 10 étages à Vancouver soit :

- Figure 3-14a) VAN-EBFM-10-10%-7,5-T, VAN-EBFC-10-10%-7,5-rot-T, VAN-EBFC-10-10%-7,5-résist-T
- Figure 3-14 b) VAN-EBFM-10-15%-7,5-T, VAN-EBFC-10-15%-7,5-rot-T, VAN-EBFC-10-15%-7,5-résist-T
- Figure 3-14c) VAN-EBFM-10-20%-7,5-T, VAN-EBFC-10-20%-7,5-rot-T, VAN-EBFC-10-20%-7,5-résist-T

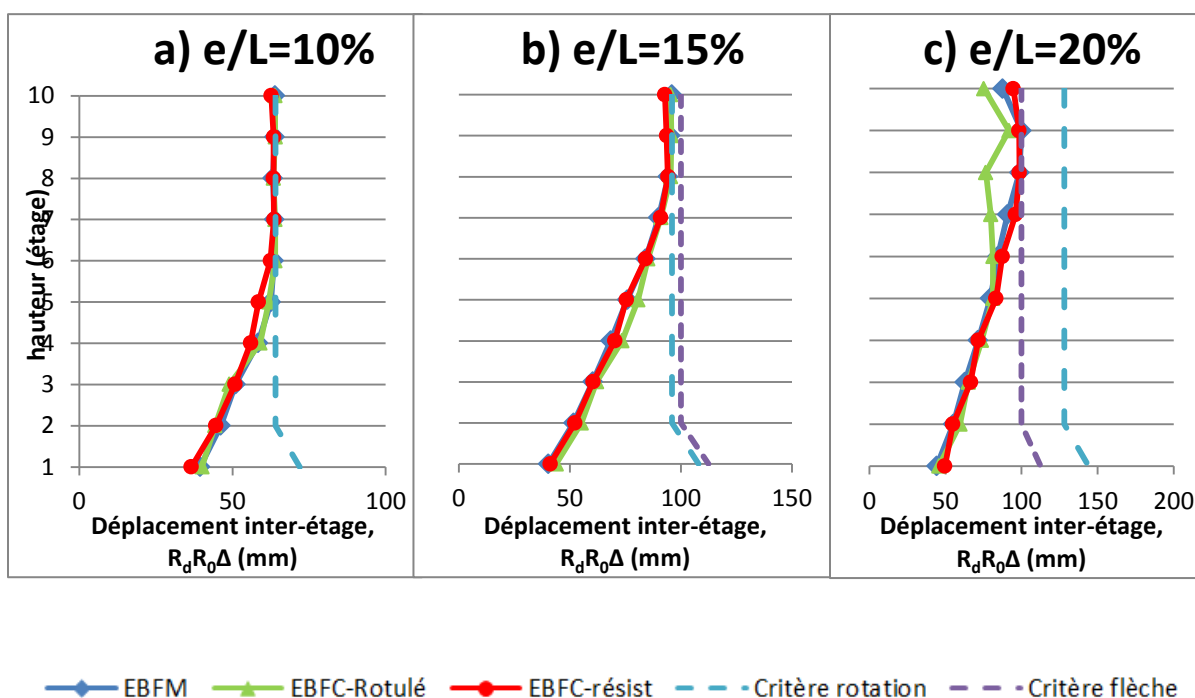


Figure 3-14 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 10 étages  $L = 7,5$  m  $T = 2$  s pour  $e/L =$  a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver.



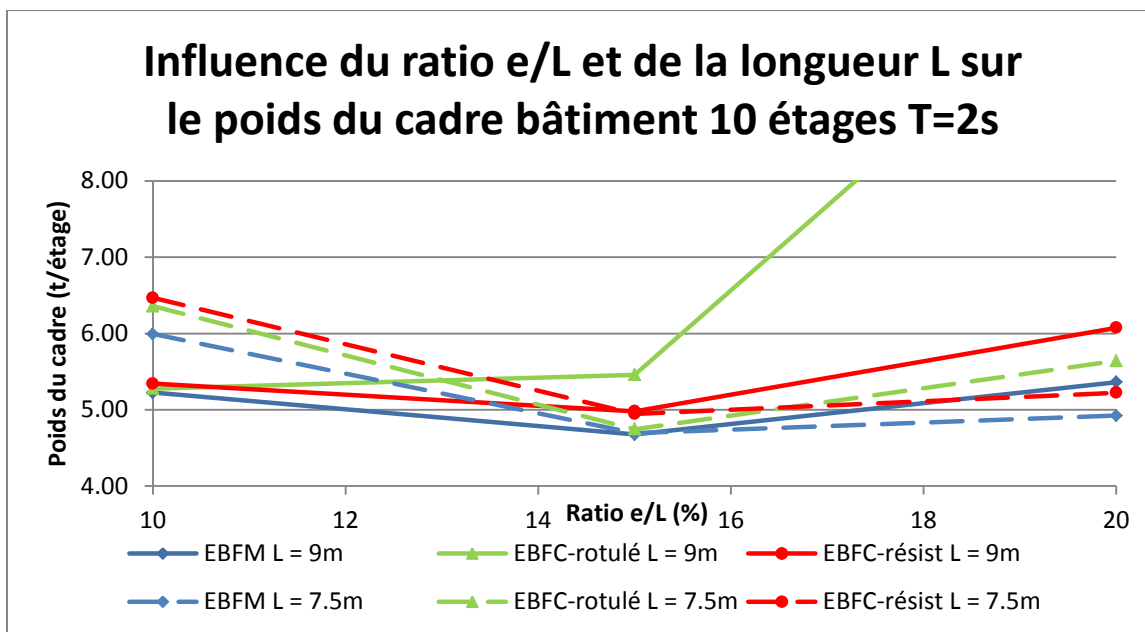


Figure 3-15 : Influence du ratio  $e/L$  et de la longueur  $L$  sur le poids d'un bâtiment de 10 étages à Vancouver

Dans la Figure 3-15, les structures les plus efficaces au niveau du poids sont celles avec  $L = 9$  m pour  $e/L = 10\%$  et celles avec  $L = 7.5$  m pour  $e/L = 20\%$ . Pour  $e/L = 15\%$ , l'influence de la longueur de la poutre est moins importante sauf pour la conception EBFC-rot qui est plus efficace avec une poutre courte ( $L = 7.5$  m). Pour  $e/L = 10\%$ , le poids des bâtiments avec une longueur de poutre 7,5 mètres est plus élevé parce qu'en réduisant la longueur de la poutre, le déplacement inter-étages dus à la flexion du cadre augmente. De plus, la longueur du lien est réduite et un lien plus court donne lieu à des rotations inélastiques du lien plus élevées pour un déplacement inter-étages donné. Les bâtiments avec un ratio  $e/L$  égal à 10% sont les seuls pour lesquels la limite sur la rotation inélastique a gouverné la conception. Ce sont donc les seuls bâtiments pour lesquels la réduction de la longueur de la poutre est pénalisante. Pour ces structures, de plus gros profilés doivent être utilisés pour les poteaux et les diagonales afin de diminuer le déplacement inter-étages causant la rotation inélastique des liens. Pour les structures avec un ratio  $e/L$  de 20%, le contrôle des déplacements inter-étages était moins contraignant. C'est plutôt les efforts selon la conception par capacité qui gouvernant le choix des autres éléments du cadre. En prenant une poutre de 7,5 mètres au lieu de 9,0 mètres, la longueur du lien devient de 1500 mm plutôt que 1800 mm. Ceci aide beaucoup pour les efforts de flexion dans la poutre à l'extérieur du lien. La raison pour laquelle la structure EBFC-rot sort du graphique pour le ratio  $e/L = 20\%$  est justement à cause de cette sensibilité des cadres aux interactions dans la poutre à l'extérieur du lien. Étant donné que les structures de type EBFC-rot n'ont aucun moyen de mitiger l'effort de flexion dans la poutre, elle se trouve à être très pénalisée par l'allongement du lien. Ce qui se produit est une réaction en chaîne. La poutre doit être modifiée pour

reprendre les efforts axiaux et de flexions combinés. Un lien avec un ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  inférieur est alors choisi. Ceci cause des efforts plus élevés de capacité pour les autres éléments du cadre et des éléments plus gros doivent être sélectionnés. Ce qui rigidifie la structure et en change la période fondamentale. L'hypothèse de départ d'une période  $T_a = 2 \cdot T_{emp}$  est invalidée et la conception doit être recommencée pour un cisaillement à la base plus élevé et ainsi de suite. La période de design  $T_a$  de la structure EBFC avec un ratio  $e/L$  de 20% est de 1,6 seconde alors que la période fondamentale des autres structures est de 2,0 secondes.

La réduction de la longueur de la poutre a un effet sur l'augmentation des déplacements inter-étages, en particulier sur les déplacements inter-étages dus à la flexion du cadre. Cette augmentation des déplacements inter-étages affecte également les rotations inélastiques du lien puisque les deux critères sont linéairement proportionnels. L'effet de l'augmentation des déplacements inter-étages due à la flexion du cadre est facilement remarquable sur la Figure 3-14 b et c. Alors que les structures avec des ratios  $e/L=15\%$  et  $20\%$  avec une poutre de 9 mètres étaient gouvernées par les efforts sismiques pour le lien et la conception par capacité pour les autres éléments du cadre, ici les courbes de déplacements inter-étages sont collées sur les limites pour les étages supérieurs. Ceci implique que les critères de rotation inélastique du lien et de déplacements inter-étages ont gouverné le choix des diagonales et des colonnes. Sur la Figure 3-14c, les déplacements inter-étages du bâtiment EBFC-rot sont inférieure à la limite du CNBC. C'est parce que ce sont les interactions sur la poutre à l'extérieur du lien qui gouvernent la conception des poutres et, par conséquent, des liens.

Tel que mentionné plus haut, les bâtiments avec une longueur de poutre 7,5 mètres sont plus lourds pour le ratio  $e/L = 10\%$ , alors qu'il y a une économie pour les bâtiments avec les ratios de  $15\%$  et de  $20\%$ . Il est possible de voir la différence sur la Figure 3-15. Afin d'avoir une résolution plus précise sur le graphique, le point EBFC-rot-10-20%-L=9 n'a pas été inclus au graphique. Sa valeur est de 11 tonnes par étage.

#### **3.4.4.3 Étude de l'influence du respect de la période pour le calcul des déplacements inter-étages**

Cette analyse est effectuée afin de savoir si la limite de 2 s qui est imposée par le code sur la période à utiliser pour le calcul des forces sismiques pour déterminer les déplacements est pertinente pour les bâtiments à contreventement excentrique. Le but de cette section est d'évaluer l'effet de cet article sur les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$ , le poids de la structure et les déplacements inter-étages.

L'impact de la limite de la période pour le calcul des déplacements inter-étages sur les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  est illustré sur la Figure 3-16 pour les structures de type EBFM. Dans cette figure, on utilise « T » et « T2 » dans la désignation pour identifier les conceptions où la limite a été respectée (T) de celles où elle n'a pas été appliquée (T2). L'impact est faible dans tous les cas et ne semble pas suivre de tendance particulière.

En effet, le ratio est composé des deux paramètres  $V_{fL}$  et  $V_{rL}$  qui sont affectés différemment par la limite sur la période. Dans la majorité des cas, l'effort en cisaillement  $V_{fL}$  est plus faible pour les conceptions T2 que pour les conceptions T. La réduction des efforts en cisaillement est causée par la réduction du facteur  $U_2$ . Les déplacements inter-étages sont calculés avec des périodes plus longues, les déplacements sont donc plus faibles que pour les conceptions T. Dans la formule du facteur  $U_2$  (équation 2-19), toutes les variables demeurent identiques à l'exception du déplacement inter-étage. Le facteur  $U_2$  et l'effort de cisaillement pour la conception des liens s'en trouvent donc diminués. Si la diminution de  $V_{fL}$  est faible et qu'il n'est pas possible de diminuer la grosseur du profilé du lien pour reprendre les efforts de cisaillement, le paramètre  $V_{rL}$  du ratio restera la même. Le ratio s'en trouvera donc diminué. Dans d'autres cas, la diminution de l'effort  $V_{fL}$  permet de réduire le lien et d'obtenir une résistance  $V_{rL}$  plus près de  $V_{fL}$  et le ratio est augmenté. Dans un cas comme dans l'autre, il est difficile de prévoir quel effet aura la diminution des efforts et quel sera l'impact sur la distribution du ratio  $V_{fL}/V_{rL}$ .

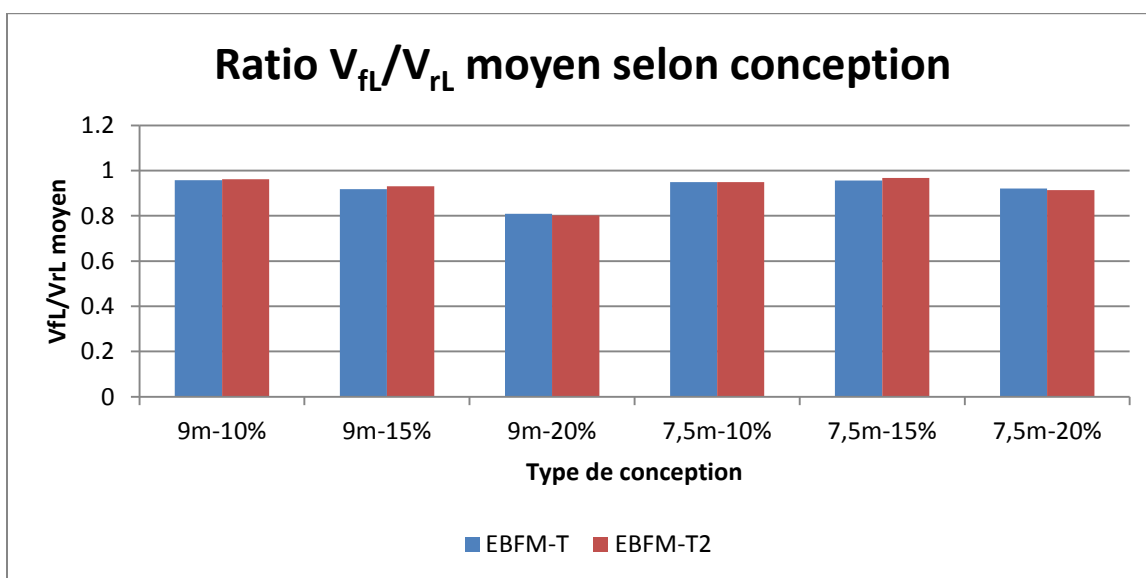


Figure 3-16 : Ratio  $V_{fL}/V_{rL}$  selon conception bâtiments EBFM de 10 étages à Vancouver

Les figures 3-17 et 3-18 montrent l'influence de la période utilisée pour calculer les flèches sismiques sur le poids des bâtiments de 10 étages. Pour une longueur de poutre de 9 m (Figure 3-17), le poids total diminue de 0,68 à 3,54% si l'on ne respecte pas la limite de 2 s pour un ratio  $e/L$  de 10%. En effet, l'utilisation d'une période plus longue donne lieu à des déplacements inter-étages plus faibles. Étant donné que la conception des diagonales et des colonnes des bâtiments de ratio  $e/L$  de 15% et de 20% est gouvernée par la résistance des éléments à la conception par capacité, leur conception n'a presque pas changé lorsque l'on omet la limite sur la période. Cependant, il y a toujours une économie pour ces bâtiments dus à la diminution du facteur  $U_2$  puisque les déplacements inter-étages sont moins importants.

Des efforts sismiques moins grands permettent de choisir des profilés plus petits pour la poutre. Cependant, la réduction du poids d'acier pour ces bâtiments est minime (moins de 2,0 %).

Pour les bâtiments avec une poutre de 7,5 mètres (Figure 3-18), l'omission de la limite sur la période a permis une diminution jusqu'à 4% de la quantité d'acier pour les bâtiments ayant un ratio  $e/L$  égal à 10% et 15% puisque les limites sur les déplacements inter-étages et la rotation inélastique des liens gouvernaient pour ces structures. Pour les bâtiments ayant un ratio  $e/L$  de 20%, la diminution est infime, de l'ordre de moins de 1% parce que les conceptions sont gouvernées par les efforts sismiques et non par la limite sur les déplacements inter-étages. C'est pour cette raison qu'elle n'apparaît pas sur la Figure 3-17.

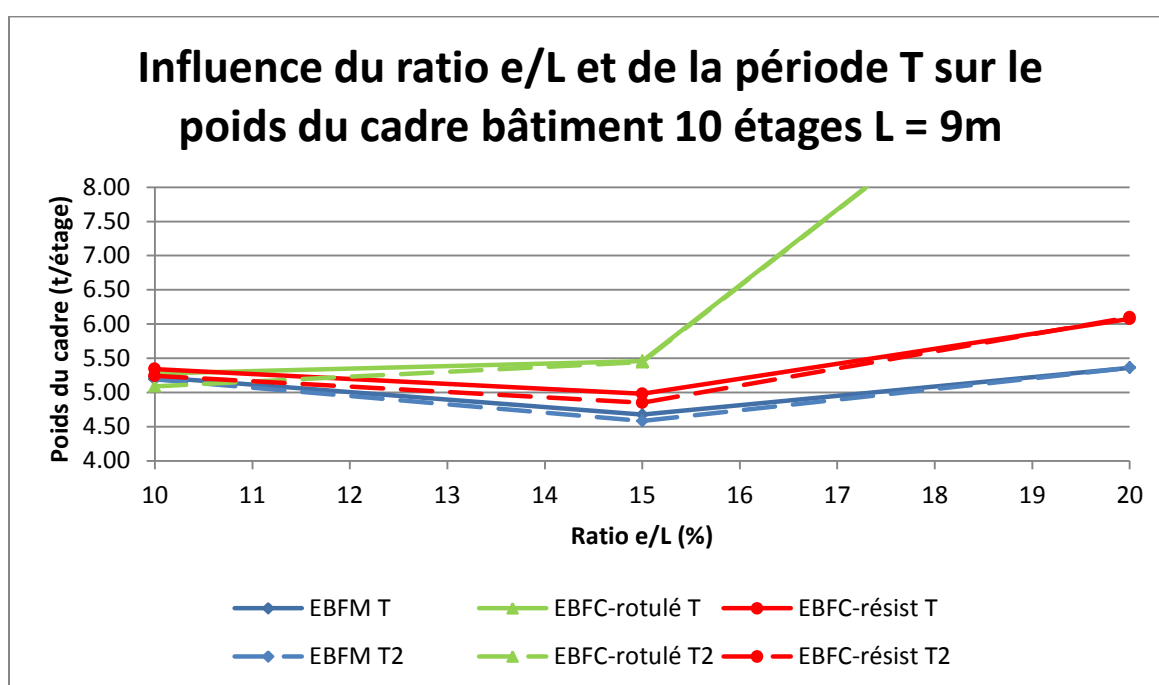


Figure 3-17 : Influence du ratio  $e/L$  et de la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques sur le poids d'un bâtiment de 10 étages avec une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver

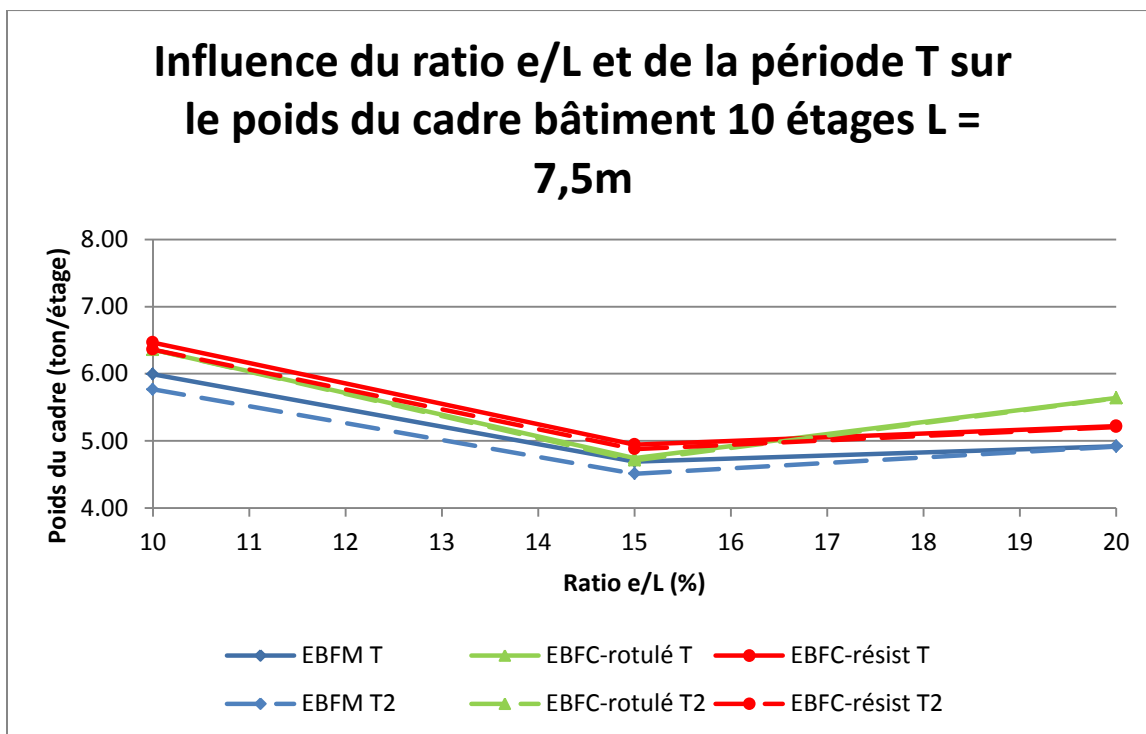


Figure 3-18 : Influence du ratio  $e/L$  et de la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques sur le poids d'un bâtiment de 10 étages avec une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver

La figure 3-19 montre les déplacements inter-étages des conceptions T2 de 10 étages à Vancouver pour  $L = 9$  m, soit :

- Figure 3-19a) VAN-EBFM-10-10%-9-T2, VAN-EBFC-10-10%-9-rot-T2, VAN-EBFC-10-10%-9-résist-T2
- Figure 3-19 b) VAN-EBFM-10-15%-9-T2, VAN-EBFC-10-15%-9-rot-T2, VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T2
- Figure 3-19c) VAN-EBFM-10-20%-9-T2, VAN-EBFC-10-20%-9-rot-T2, VAN-EBFC-10-20%-9-résist-T2

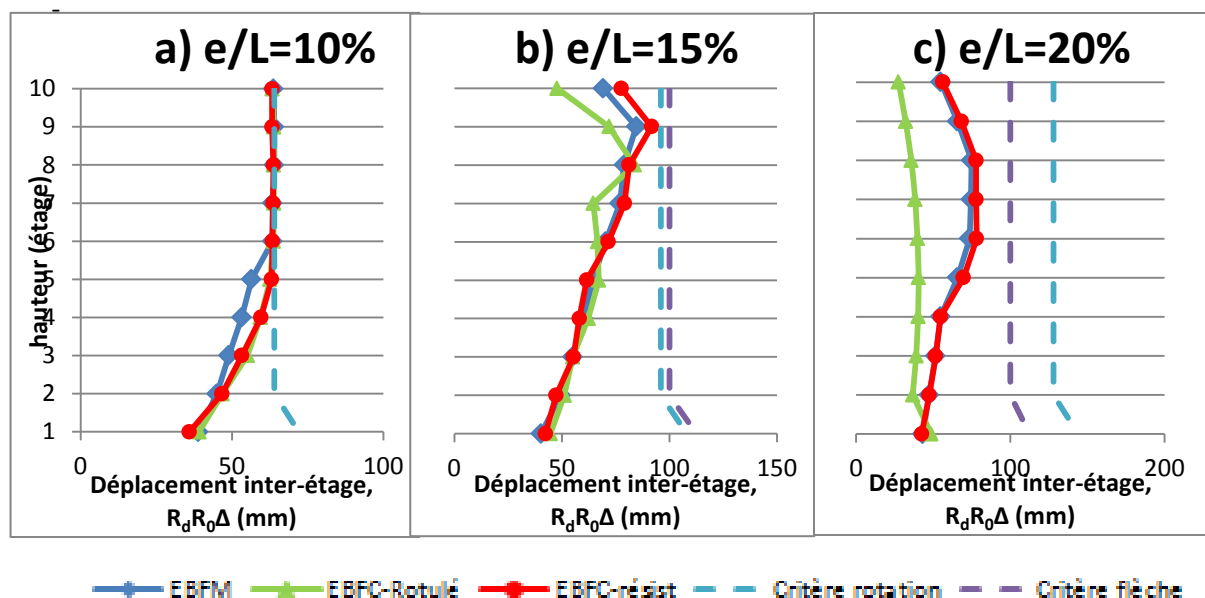


Figure 3-19 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 10 étages L = 9 m T2 pour e/L = a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver

La Figure 3-20 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 10 étages à Vancouver pour L = 7,5 m, soit :

- Figure 3-20a) VAN-EBFM-10-10%-7,5-T2, VAN-EBFC-10-10%-7,5-rot-T2, VAN-EBFC-10-10%-7,5-résist-T2
- Figure 3-20 b) VAN-EBFM-10-15%-7,5-T2, VAN-EBFC-10-15%-7,5-rot-T2, VAN-EBFC-10-15%-7,5-résist-T2
- Figure 3-20c) VAN-EBFM-10-20%-7,5-T2, VAN-EBFC-10-20%-7,5-rot-T2, VAN-EBFC-10-20%-7,5-résist-T2

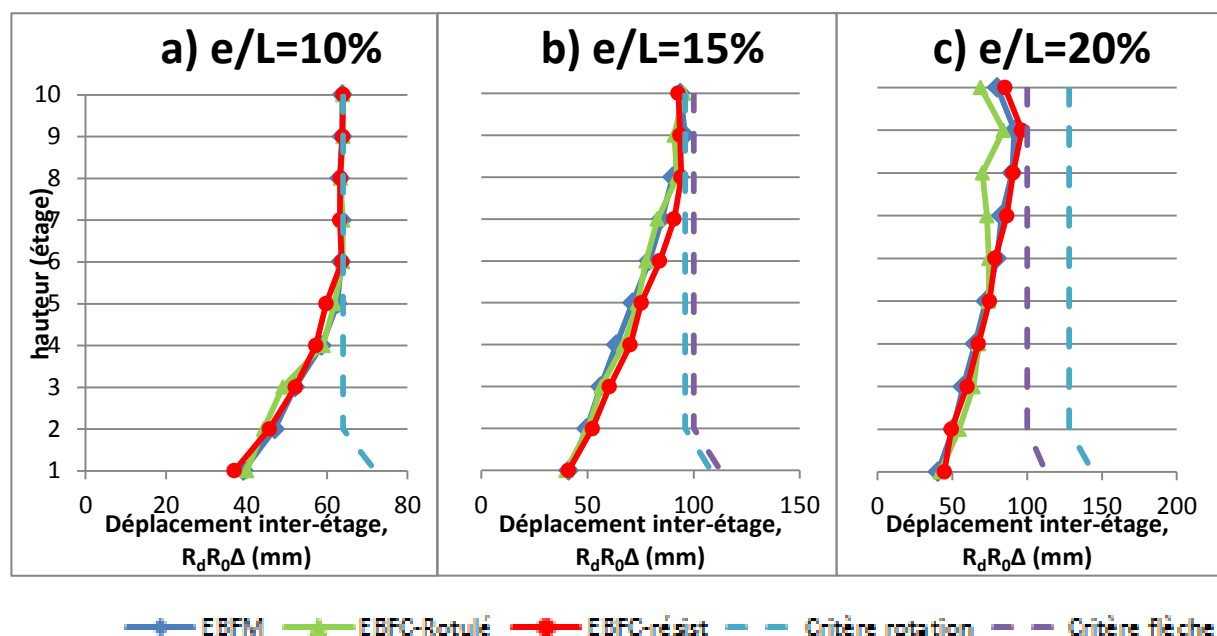


Figure 3-20 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 10 étages  $L = 7,5$  m T2 pour  $e/L =$  a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver

Sur la figure 3-19a, les déplacements inter-étages sont proches de la limite pour les étages supérieurs tout comme dans la Figure 3-13a. Cependant, le poids du cadre total est moins lourd. Les déplacements inter-étages des figures 3-19b et c sont légèrement inférieurs à ceux des Figure 3-13 b et c. Permettre à la période d'aller au-dessus de 2 secondes pour le calcul des déplacements inter-étages a seulement un faible impact ici.

L'utilisation d'une période plus grande pour le calcul des déplacements inter-étages diminue les déplacements inter-étage. Dans les conceptions T2, les limites sur les déplacements inter-étages et les rotations inélastiques gouvernent moins d'étages pour les bâtiments avec des ratios  $e/L$  de 15% et de 20%, ce qui permet des structures plus légères. Cette réduction des flèches peut être constatée en comparant les Figure 3-13 et 3-19 et les Figure 3-14 et 3-20 entre elles.

### 3.4.5 Vancouver 15 étages

Pour les bâtiments de 15 étages à Vancouver, le poids minimum a été obtenu pour un ratio  $e/L$  de 15%. Les autres ratios étudiés sont donc 10% et 20%. Pour les bâtiments de 15 étages, c'est la limite sur les rotations inélastiques qui a gouverné le choix des profilés pour les ratios  $e/L$  de 10% et 15%. Pour les bâtiments avec un ratio  $e/L$  de 20%, c'est plutôt la limite sur les déplacements inter-étages qui a gouverné.

#### 3.4.5.1 Étude du rapport $V_{fl}/V_{rl}$ et du tonnage d'acier

Les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  sont disponibles dans les tableaux de la section 3.4.1.3.

Le contreventement modulaire est le plus léger et présente les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  maximaux. Les bâtiments EBFC-résist et EBFC-rot s'échangent la conception la plus lourde pour les raisons mentionnées précédemment. Les bâtiments EBFC-résist ont toutefois de meilleurs ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  que les bâtiments EBFC-rot.

La Figure 3-21 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 15 étages à Vancouver soit :

- Figure 3-21a) VAN-EBFM-15-10%-9-T, VAN-EBFC-15-10%-9-rot-T, VAN-EBFC-15-10%-9-résist-T
- Figure 3-21 b) VAN-EBFM-15-15%-9-T, VAN-EBFC-15-15%-9-rot-T, VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T
- Figure 3-21c) VAN-EBFM-15-20%-9-T, VAN-EBFC-15-20%-9-rot-T, VAN-EBFC-15-20%-9-résist-T



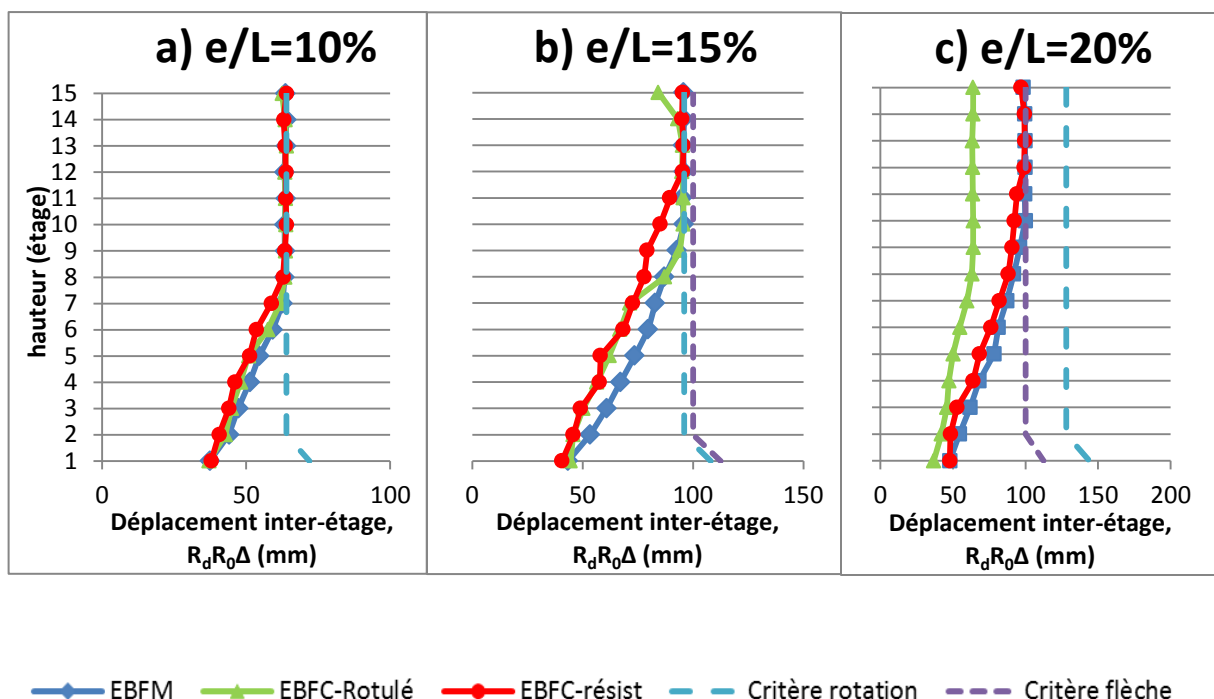


Figure 3-21 : déplacements inter-étages pour bâtiments de 15 étages  $L = 9$  m  $T = 2$  s pour  $e/L =$  a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver

Pour les structures avec  $e/L = 10$  et  $15\%$  (Figure 3-21a et b), la limite sur des rotations inélastiques aux étages supérieurs gouverne la conception des cadres. Dans le bas de ces bâtiments, la composante de déplacements inter-étages par flexion du cadre est faible et éloigne les courbes de déplacements inter-étages de la courbe « critère rotation ». Dans la figure 3.21a et 3.21 b, les déplacements inter-étages des EBFC-resist sont un peu plus faibles que ceux des EBFC-rot à certains étages intermédiaires parce que les diagonales des premiers ont dû être grossies pour permettre de satisfaire les équations d'interactions  $C_f-M_f$  et  $T_f-M_f$  dans la poutre à l'extérieur du lien. Cette augmentation de la section des diagonales a réduit les déplacements inter-étages pour la Figure 3-21c, les flèches n'ont pas posé de problèmes pour les conceptions EBFC-rot. Ceci est dû au fait que les poutres sont surdimensionnées pour respecter le critère d'interaction  $C_f-M_f$  et  $T_f-M_f$  de la poutre à l'extérieur du lien. Tous les autres éléments ont dû être grossis en conséquence pour respecter la conception par capacité. Pour les autres conceptions, la limite sur les déplacements inter-étages a gouverné la conception dans les étages supérieurs, et non pas la rotation inélastique du lien.

### 3.4.5.2 Effet de la longueur de la poutre et des liens

Dans les tableaux de la section 3.4.1.3, on note une amélioration des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  en réduisant la longueur de la poutre pour les conceptions conventionnelles. Ceci est principalement dû au fait que les moments de flexion imposés à la poutre hors du lien augmentent avec la longueur du lien, ce qui affecte la grosseur des poutres (et des liens) pour les EBFC. Ceci est particulièrement visible pour les conceptions conventionnelles où les interactions sur la poutre à l'extérieur du lien contrôlent la sélection du lien.

La Figure 3-22 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 15 étages à Vancouver soit :

- Figure 3-22a) VAN-EBFM-15-10%-7,5-T, VAN-EBFC-15-10%-7,5-rot-T, VAN-EBFC-15-10%-7,5-résist-T
- Figure 3-22 b) VAN-EBFM-15-15%-7,5-T, VAN-EBFC-15-15%-7,5-rot-T, VAN-EBFC-15-15%-7,5-résist-T
- Figure 3-22c) VAN-EBFM-15-20%-7,5-T, VAN-EBFC-15-20%-7,5-rot-T, VAN-EBFC-15-20%-7,5-résist-T

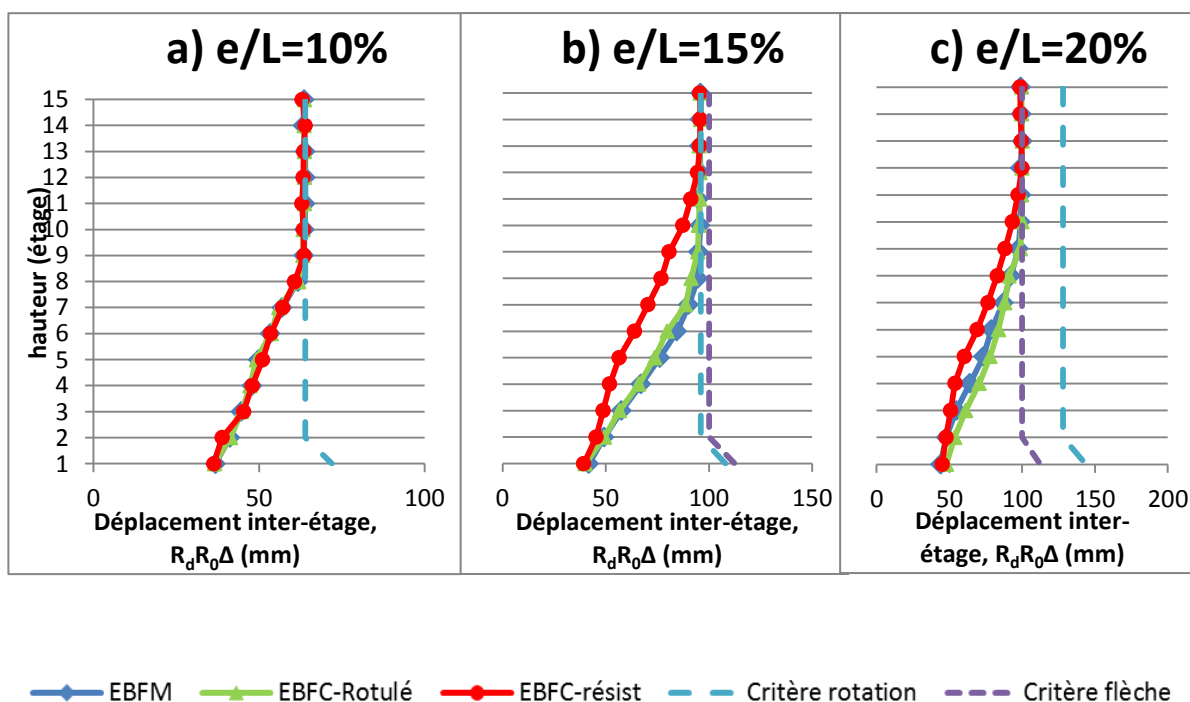


Figure 3-22 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages  $L = 7,5$  m  $T = 2$  s pour  $e/L =$  a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver.

Le principal inconvénient de réduire la longueur de la poutre est que le déplacement inter-étages dû à la flexion du cadre augmente drastiquement. Les étages supérieurs s'en trouvent largement affectés. Ceci a pour effet d'augmenter la quantité d'acier pour tous les bâtiments à l'étude afin d'augmenter la rigidité en flexion du cadre.

Comme mentionné plus haut et comme il est possible de constater sur la Figure 3-23, la réduction de la longueur de la poutre amène dans tous les cas une augmentation du poids de la structure pour un bâtiment de 15 étages. Les structures sont aussi généralement plus efficaces lorsqu'on utilise un ratio  $e/L = 15$  et 20%. L'augmentation du poids du EBFC-rot avec un ratio  $e/L$  de 20% est due aux interactions  $C_r-M_f$  et  $T_r-M_f$  dans la poutre à l'extérieur du lien.

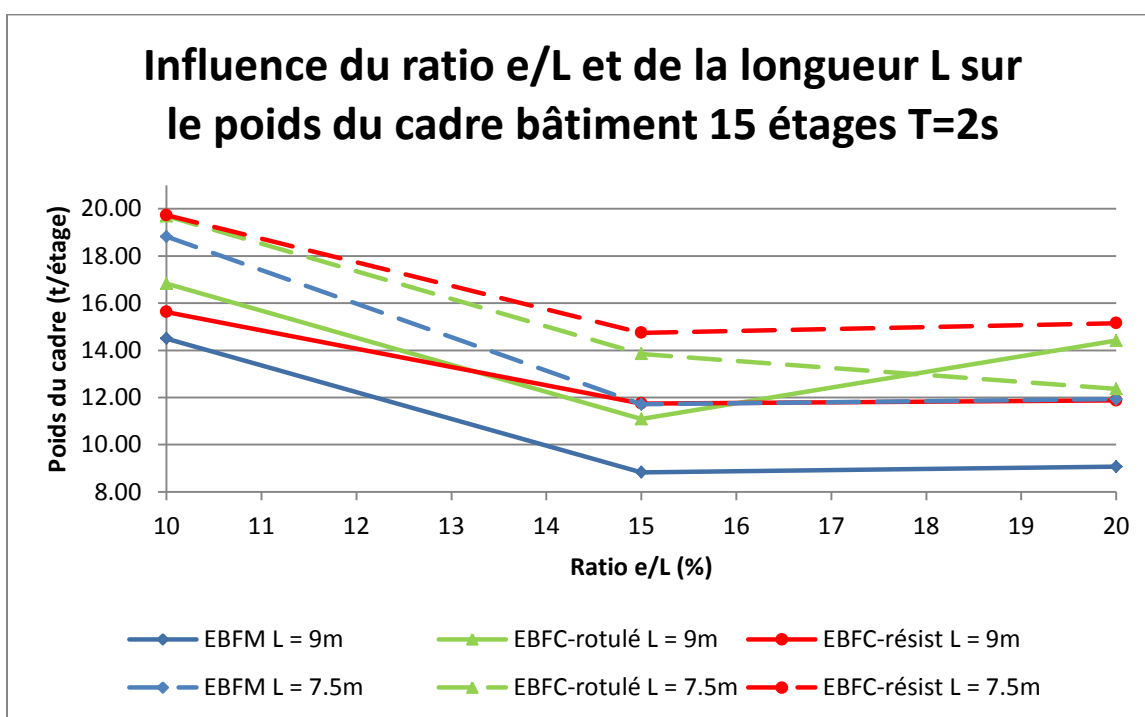


Figure 3-23 : Influence du ratio  $e/L$  et de la longueur  $L$  sur le poids d'un bâtiment de 15 étages avec une période de 2 s à Vancouver

### 3.4.5.3 Étude de l'influence du respect de la période pour le calcul des déplacements inter-étages

La conception des bâtiments a été reprise en omettant la limite de 2 s sur la période utilisée pour le calcul des déplacements inter-étages. Contrairement aux bâtiments de 10 étages de Vancouver, l'économie d'acier pour les bâtiments de 15 étages est importante. En effet, presque toutes les conceptions respectant le critère de période pour le calcul des déplacements inter-étages étaient gouvernées soit par les rotations inélastiques, soit par les déplacements inter-étages. Augmenter la période pour le calcul des déplacements inter-étages permet de diminuer les déplacements inter-étages sismiques. Il n'y a pas de modification

majeure pour le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ , mais les poids sont réduits de 15% à 30% par rapport aux conceptions effectuées avec la limite sur la période.

La figure 3-24 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 15 étages à Vancouver pour  $L = 9$  m, soit :

- Figure 3-24a) VAN-EBFM-15-10%-9-T2, VAN-EBFC-15-10%-9-rot-T2, VAN-EBFC-15-10%-9-résist-T2
- Figure 3-24 b) VAN-EBFM-15-15%-9-T2, VAN-EBFC-15-15%-9-rot-T2, VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T2
- Figure 3-24c) VAN-EBFM-15-20%-9-T2, VAN-EBFC-15-20%-9-rot-T2, VAN-EBFC-15-20%-9-résist-T2

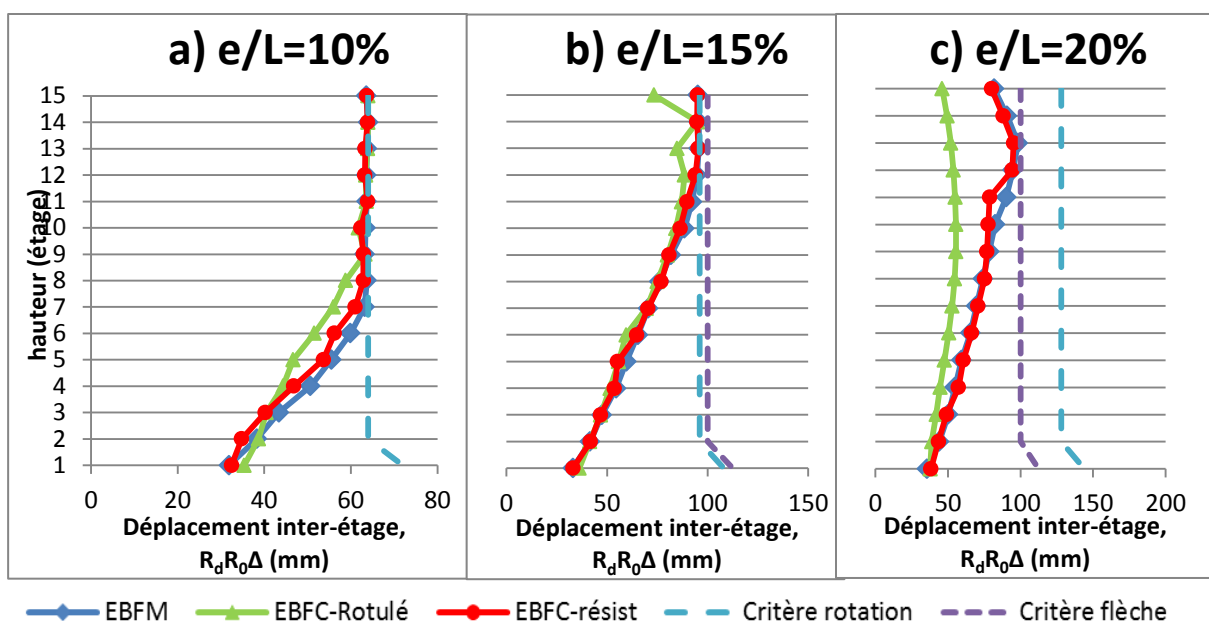


Figure 3-24 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages  $L = 9$  m T2 pour  $e/L =$  a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver

Les déplacements inter-étages de la figure 3-24a sont très semblables à ceux de la Figure 3-21a. Pour les figures 3-24 b et c, les déplacements inter-étages ont diminué au point que la limite ne contrôle plus la conception à certains étages. Pour ces étages, ce sont les efforts sismiques sous les états limites ultimes qui contrôlent la conception.

La figure 3-25 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 15 étages à Vancouver pour  $L = 7,5$  m, soit :

- Figure 3-25a) VAN-EBFM-15-10%-7,5-T2, VAN-EBFC-15-10%-7,5-rot-T2, VAN-EBFC-15-10%-7,5-résist-T2
- Figure 3-25 b) VAN-EBFM-15-15%-7,5-T2, VAN-EBFC-15-15%-7,5-rot-T2, VAN-EBFC-15-15%-7,5-résist-T2
- Figure 3-25c) VAN-EBFM-15-20%-7,5-T2, VAN-EBFC-15-20%-7,5-rot-T2, VAN-EBFC-15-20%-7,5-résist-T2

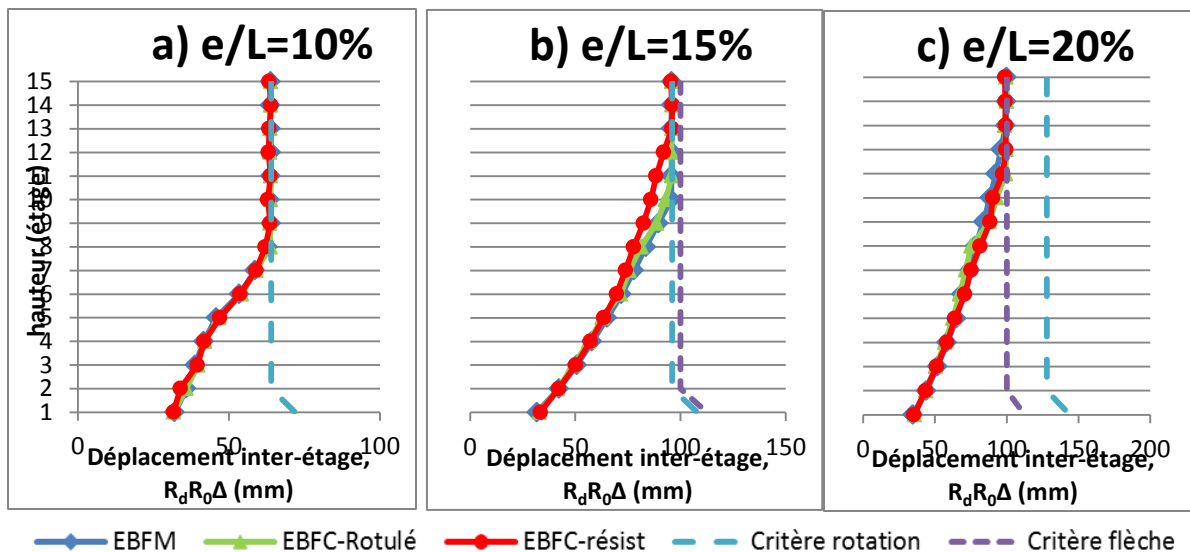


Figure 3-25 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages  $L = 7,5$  m T2 pour  $e/L =$  a) 10% b) 15% et c) 20% à Vancouver

Pour les bâtiments avec une poutre de 7,5 mètres, il est possible d'observer le même phénomène en comparant la Figure 3-25 à la Figure 3-22, c'est-à-dire que moins d'étages sont gouvernés par les limites sur les déplacements inter-étages et les rotations inélastiques. Les étages à la mi-hauteur sont contrôlés par les états limites ultimes.

Tel que montré aux Figure 3-26 et Figure 3-27, augmenter la période pour le calcul des déplacements sismiques diminue le poids total du cadre dans tous les cas à l'exception du bâtiment EBFC-rot-15-20%-9. La réduction du poids des cadres avec une poutre de 9 mètres provient principalement de la réduction des déplacements inter-étages. Une plus faible réduction du poids est attribuable à la réduction du facteur  $U_2$ .

La réduction du poids pour les cadres avec une poutre de 7,5 mètres est plus prononcée que pour les bâtiments avec une poutre de 9 mètres. Cela est dû au fait que plus d'étages sont gouvernés par les limites sur les déplacements inter-étages et la rotation inélastique du lien pour les structures avec une poutre de 7,5 mètres que pour les structures avec des poutres de 9 mètres.

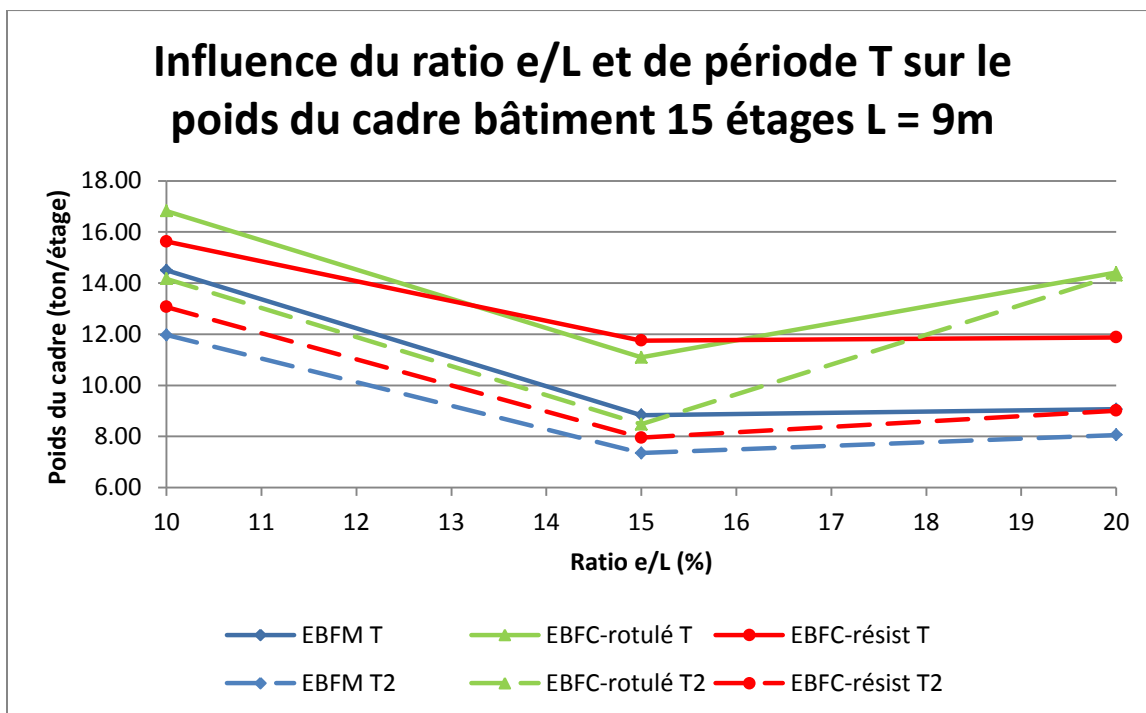


Figure 3-26 : Influence du ratio  $e/L$  et de la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques sur le poids d'un bâtiment de 15 étages avec une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver

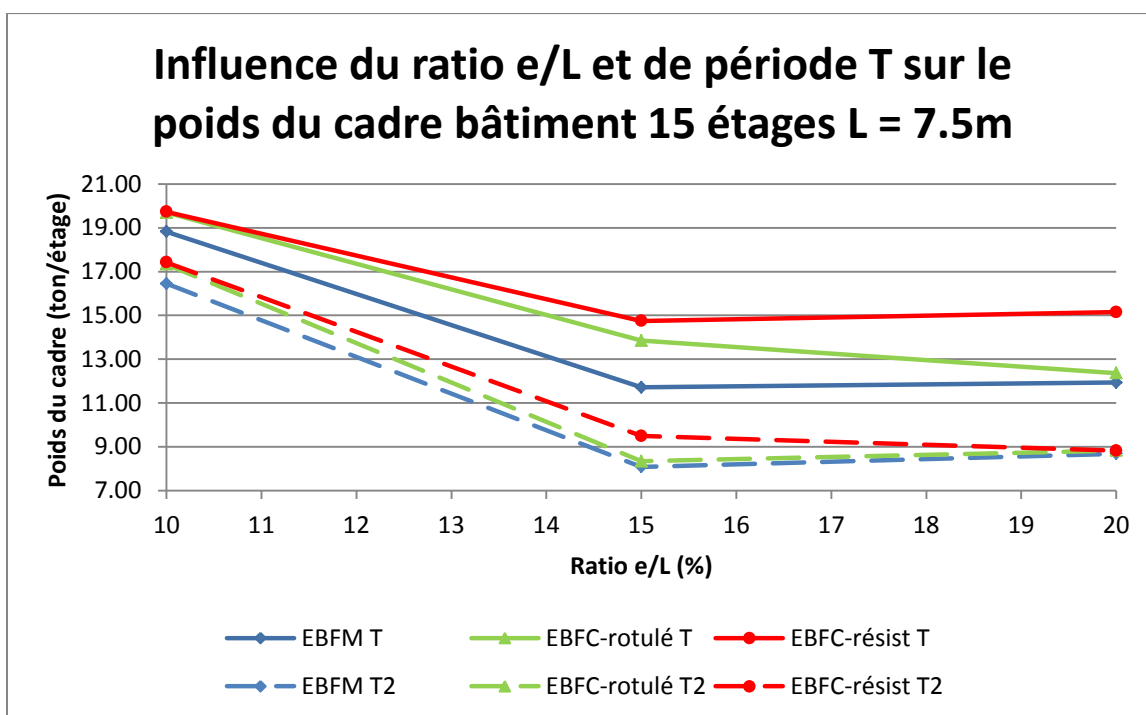


Figure 3-27 : Influence du ratio  $e/L$  et de la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques sur le poids d'un bâtiment de 15 étages avec une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver

### 3.4.6 Montréal 15 étages

Les charges sismiques à Montréal sont beaucoup moins importantes. Il est donc important de vérifier les autres combinaisons de charges. Par exemple, le vent a une grande influence sur les bâtiments de 15 étages. Étant donné que les charges sismiques sont moins importantes à Montréal, les ratios  $e/L$  choisis sont 5%, 10% et 15%. À Vancouver, il était parfois impossible de trouver des sections pour le lien pour le ratio  $e/L$  de 5%, ce qui n'est pas un problème pour Montréal. En effet, les critères géométriques limitent les profilés disponibles pour reprendre le VfL. À Vancouver, il était parfois impossible de trouver un profilé satisfaisant les états limites ultimes et le critère de profondeur ( $e < d$ ).

De manière générale, les bâtiments sont gouvernés par les rotations inélastiques sous les charges sismiques ou par la limite sur les déplacements inter-étages sous les charges de vent dans les étages supérieurs, et par le critère de stabilité sismique dans les étages inférieurs ( $U_2 < 1.4$ ). Lorsque l'on omet la limite de 2 secondes sur la période utilisée pour le calcul des déplacements inter-étages, le déplacement inter-étages de vent gouverne pour tous les étages. Lorsque la limite de 2 secondes est respectée, plus d'étages sont gouvernés par des critères sismiques comme la rotation inélastique du lien ou le critère de stabilité.

#### 3.4.6.1 Étude du rapport $V_{fl}/V_{rl}$ et du tonnage d'acier

Les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  sont disponibles dans les tableaux de la section 3.4.1.3.

Les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  sont assez faibles et loin de l'unité pour tous les types de construction et pour toutes les longueurs de lien. Cela s'explique par le fait que le choix du lien aux étages inférieurs, du 1<sup>er</sup> étage au 10<sup>e</sup>, est gouverné par les efforts de vent sous la combinaison  $1,25D+1,4W+0,5L$ . Les étages les plus élevés sont gouvernés par le critère de déformation du lien ( $e < 1,6M_p/V_p$ ), ce qui vient également diminuer la valeur du ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ . Ce phénomène est plus important pour les conceptions avec de longs liens. Lorsque les efforts dus au vent contrôlent le choix du lien, seul le lien est conçu pour les efforts du vent; la conception de tous les autres éléments était contrôlée par la conception par capacité.

La figure 3-28 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 15 étages à Vancouver soit :

- Figure 3-28a) MTL-EBFM-15-10%-9-T, MTL-EBFC-15-10%-9-rot-T, MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T
- Figure 3-28 b) MTL-EBFM-15-15%-9-T, MTL-EBFC-15-15%-9-rot-T, MTL-EBFC-15-15%-9-résist-T
- Figure 3-28c) MTL-EBFM-15-20%-9-T, MTL-EBFC-15-20%-9-rot-T, MTL-EBFC-15-20%-9-résist-T

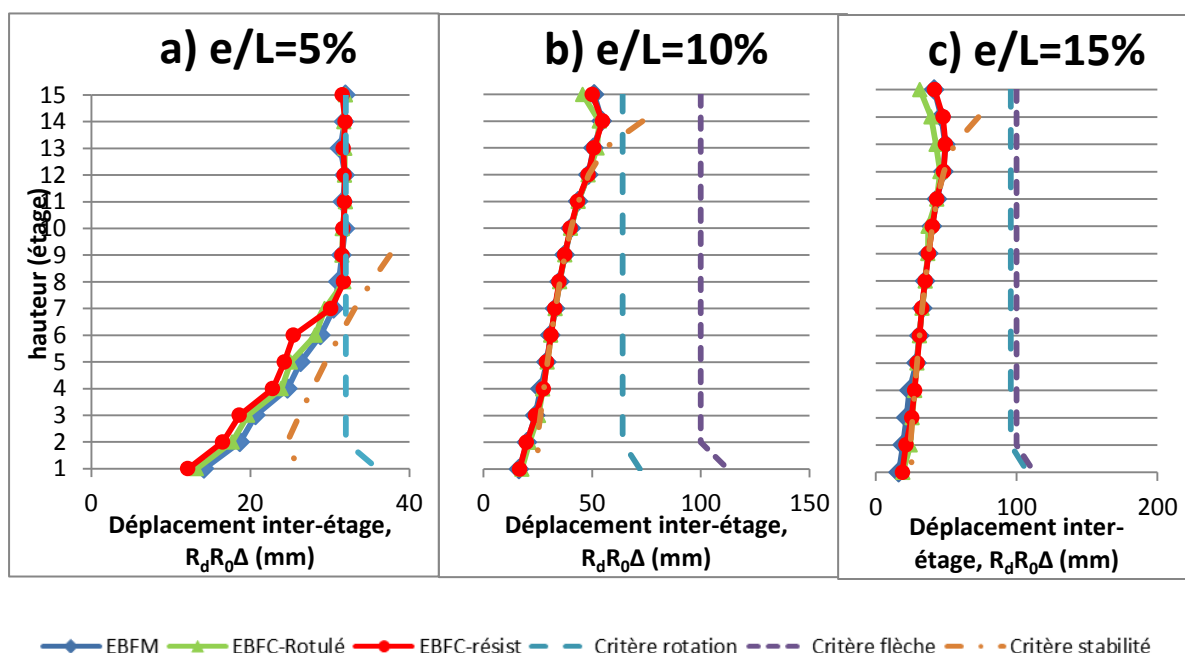


Figure 3-28 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages  $L = 9$  m  $T = 2$  s pour  $e/L =$  a) 5% b) 10% et c) 15% à Montréal

Sur la Figure 3-28, on présente le déplacement inter-étages associé au critère de stabilité, c'est-à-dire le déplacement inter-étages causant un facteur  $U_2$  égal à 1,4. Les efforts de cisaillement inter-étages étant beaucoup plus petits qu'à Vancouver, le facteur  $U_2$  s'en trouve augmenté et il faut limiter le déplacement inter-étages afin de respecter la limite  $U_2 = 1.4$  du code. Cette limite sur la stabilité est particulièrement contraignante lorsque  $e/L = 10$  et  $15\%$  sur les Figures 3-28 b et c alors qu'elle ne limite pas pour  $e/L = 5\%$  (Figure 3-28a). Pour  $e/L = 5\%$ , ce sont les rotations inélastiques qui gouvernent la conception, et ce, pour les 3 types de structures.

Les structures de type EBFM sont les plus légères, alors que les structures de type EBFC-rot sont les plus lourdes. Les poids des conceptions sont présentés à la Figure 3-30.

### 3.4.6.2 Effet de la longueur de la poutre et des liens.

Dans les tableaux de la section 3.4.1.3, on note que modifier la longueur de la poutre amène une légère amélioration du ratio  $V_{IL}/V_{rL}$ .

La Figure 3-29 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 15 étages à Vancouver soit :

- Figure 3-29a) MTL-EBFM-15-10%-7,5-T, MTL-EBFC-15-10%-7,5-rot-T, MTL-EBFC-15-10%-7,5-résist-T



- Figure 3-29 b) MTL-EBFM-15-15%-7,5-T, MTL-EBFC-15-15%-7,5-rot-T, MTL-EBFC-15-15%-7,5-résist-T
- Figure 3-29c) MTL-EBFM-15-20%-7,5-T, MTL-EBFC-15-20%-7,5-rot-T, MTL-EBFC-15-20%-7,5-résist-T

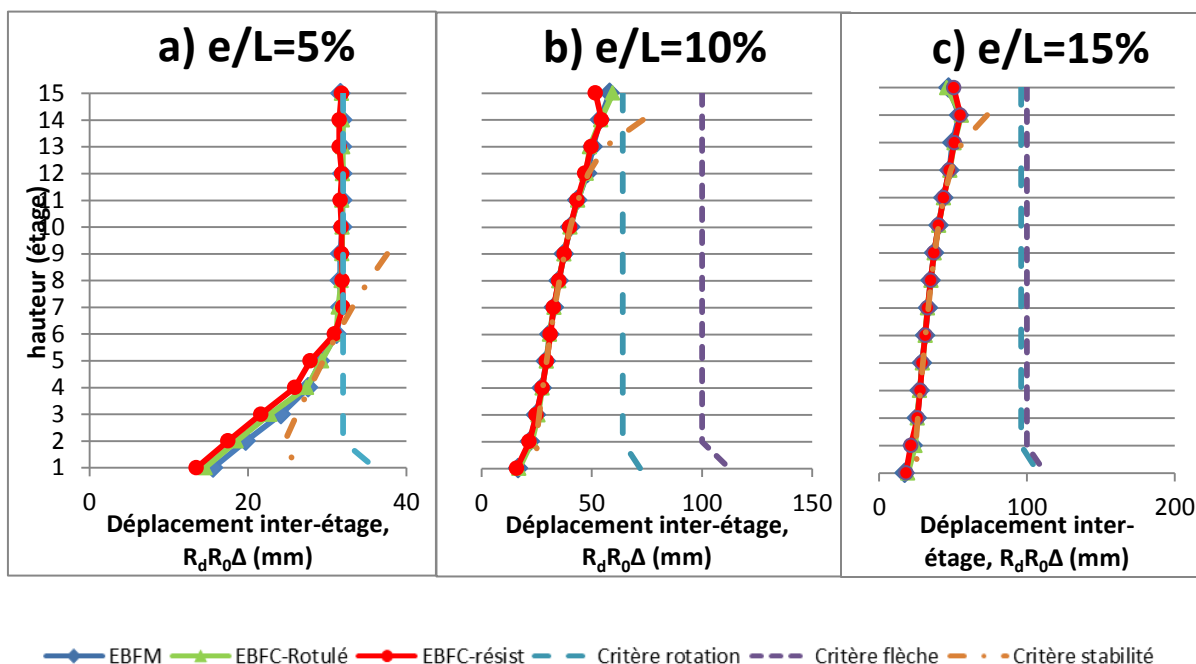


Figure 3-29 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages  $L = 7,5$  m  $T = 2$  s pour  $e/L =$  a) 5% b) 10% et c) 15% à Montréal.

Tout comme à Vancouver, diminuer la longueur de la poutre augmente les déplacements inter-étages. Étant donné que ce sont les déplacements inter-étages qui contrôlaient déjà la conception des bâtiments avec une poutre de 9 mètres (critère de stabilité ou limite sur la rotation inélastique des liens, voir figure 3-28), le contrôle des déplacements inter-étages pour  $L = 7,5$  m requiert des conceptions de bâtiments encore plus lourdes. Sur la Figure 3-29, on voit que ce sont les mêmes critères qui dominent le choix des profilés pour les bâtiments avec des poutres de 7,5 mètres. La Figure 3-30 montre que les bâtiments avec  $L = 9$  m sont en tout temps les plus légers. En effet, les structures avec une poutre de 9 mètres contrôlent plus facilement les déplacements inter-étages de flexion du cadre que les structures avec une poutre de 7,5 mètres. Tel que vu sur toutes les figures de tonnage de ce chapitre, les conceptions EBF ont tendance à avoir un ratio  $e/L$  optimal pour la réduction du poids. Pour les structures de 15 étages à Montréal, ce ratio est  $e/L = 10\%$ .

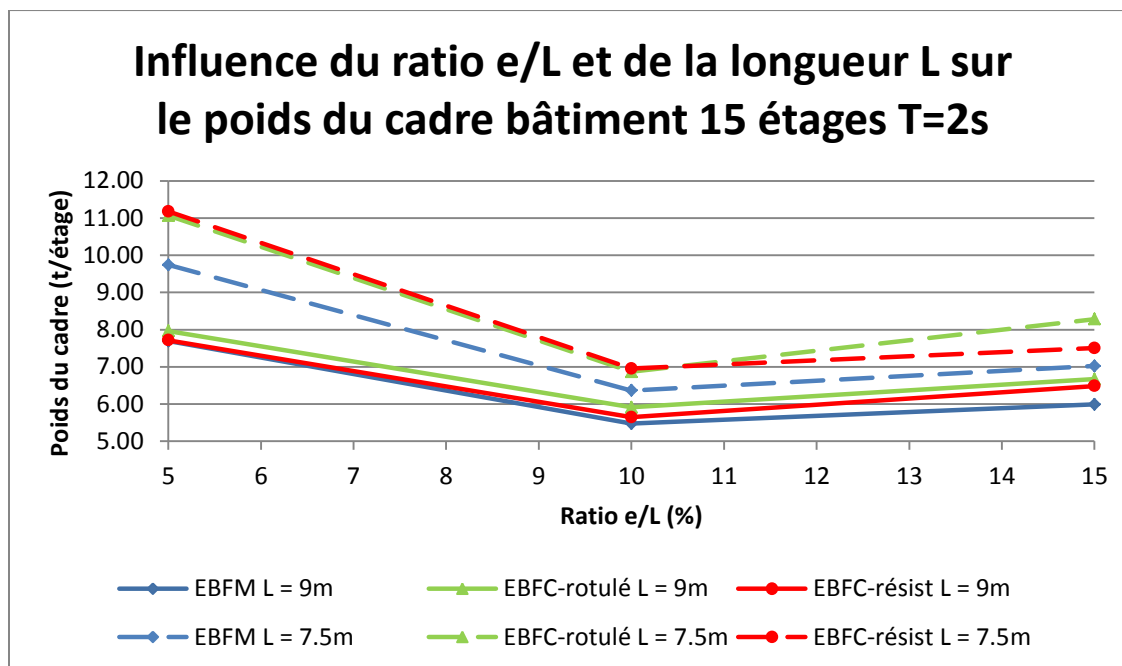


Figure 3-30 : Influence du ratio  $e/L$  et de la longueur  $L$  sur le poids d'un bâtiment de 15 étages avec une période de 2 s à Montréal

### 3.4.6.3 Étude de l'influence du respect de la période pour le calcul des déplacements inter-étages

L'analyse a été faite pour connaître l'influence sur la conception des structures le calcul des déplacements inter-étages avait été fait avec une période supérieure à 2 secondes. Sur la figure 3-31, contrairement à Vancouver, on voit que le rapport  $V_{fl}/V_{rl}$  le diminue pour toutes les structures étudiées lorsque la limite sur la période est omise dans le calcul des flèches. Cette diminution est due au fait que le facteur  $U_2$  diminue en raison des flèches sismiques plus faibles obtenues avec les périodes plus longues. Les efforts sismiques de cisaillement dans les liens,  $V_{fl}$ , incluant les effets de stabilité, sont donc plus faibles. Cependant, pour ces structures, les efforts de vent ont gouverné la conception de la majorité des liens. La résistance pondérée des liens,  $V_{rl}$ , ne varie donc pas et les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  diminuent parce que  $V_{fl}$  a diminué.

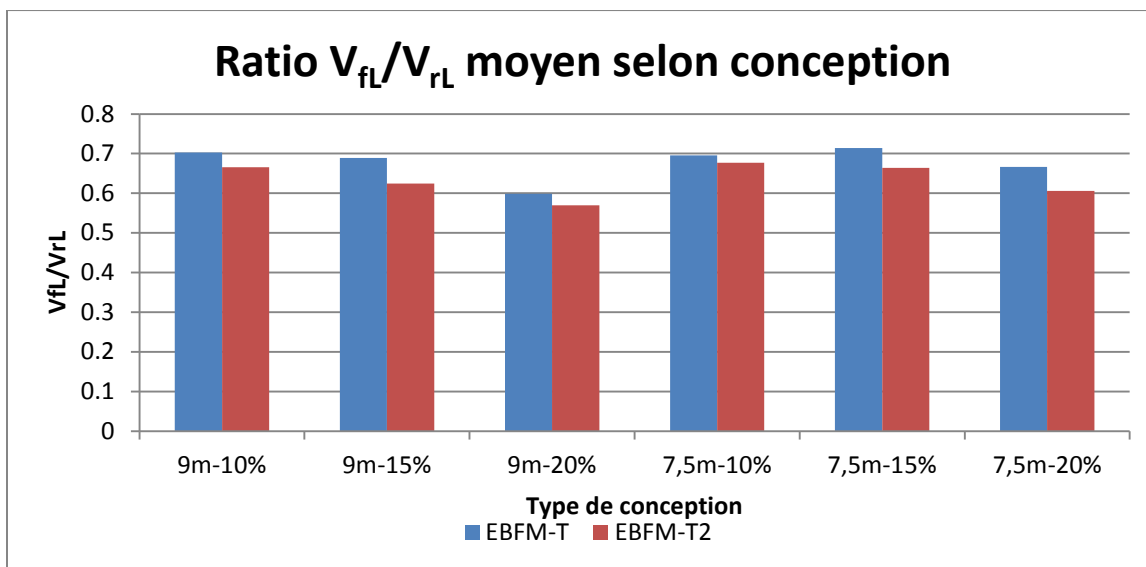


Figure 3-31 : Ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  selon conception EBFM

La Figure 3-32 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 15 étages à Vancouver soit :

- Figure 3-32a) MTL-EBFM-15-10%-9-T2, MTL-EBFC-15-10%-9-rot-T2, MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T2
- Figure 3-32 b) MTL-EBFM-15-15%-9-T2, MTL-EBFC-15-15%-9-rot-T2, MTL-EBFC-15-15%-9-résist-T2
- Figure 3-32c) MTL-EBFM-15-20%-9-T2, MTL-EBFC-15-20%-9-rot-T2, MTL-EBFC-15-20%-9-résist-T2

La Figure 3-33 montre les déplacements inter-étages des conceptions de 15 étages à Vancouver soit :

- Figure 3-33a) MTL-EBFM-15-10%-7,5-T2, MTL-EBFC-15-10%-7,5-rot-T2, MTL-EBFC-15-10%-7,5-résist-T2
- Figure 3-33 b) MTL-EBFM-15-15%-7,5-T2, MTL-EBFC-15-15%-7,5-rot-T2, MTL-EBFC-15-15%-7,5-résist-T2
- Figure 3-33c) MTL-EBFM-15-20%-7,5-T2, MTL-EBFC-15-20%-7,5-rot-T2, MTL-EBFC-15-20%-7,5-résist-T2

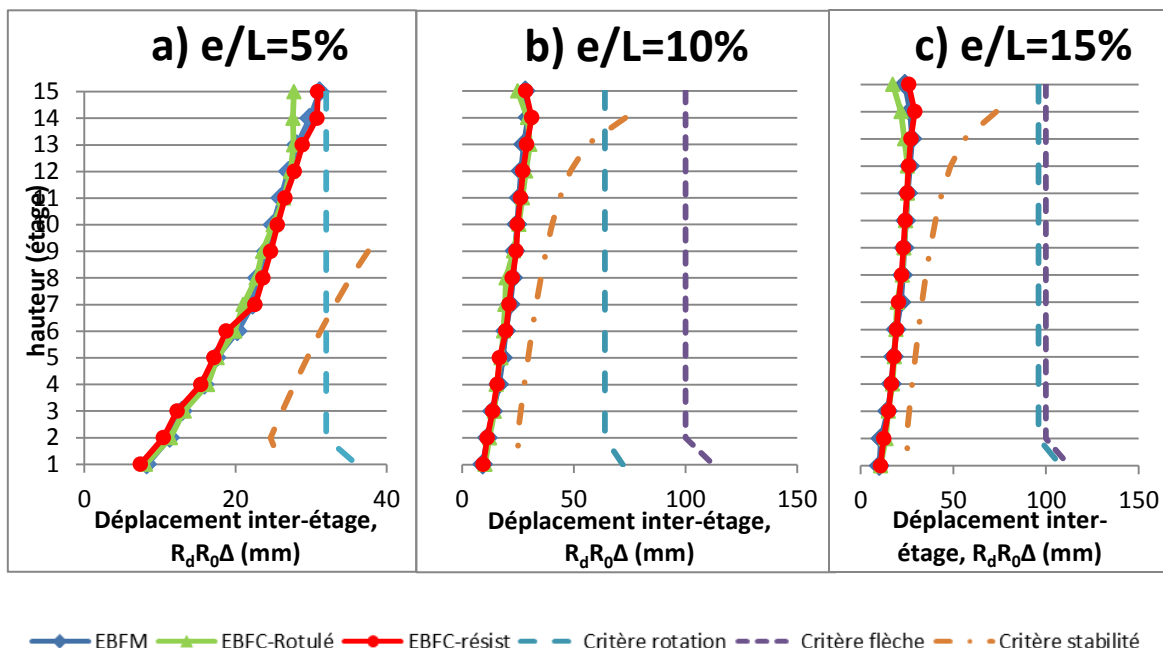


Figure 3-32 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages  $L = 9 \text{ m}$   $T > 2 \text{ s}$  pour  $e/L =$  a) 5% b) 10% et c) 15% à Montréal

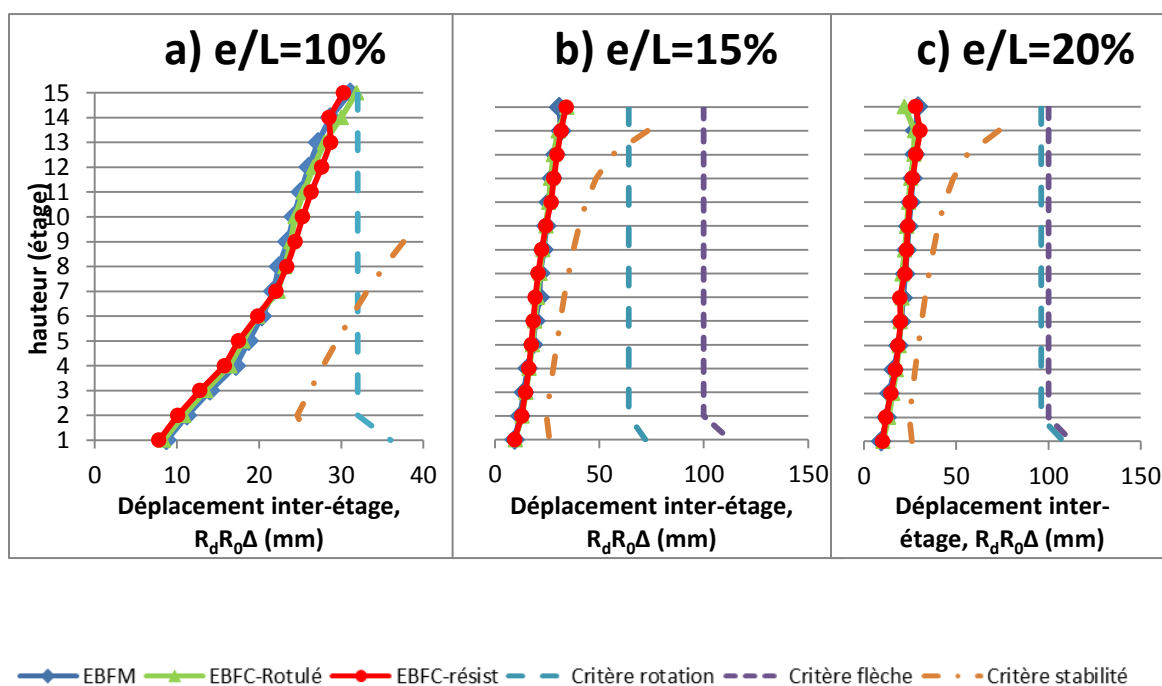


Figure 3-33 : Déplacements inter-étages pour bâtiment de 15 étages  $L = 7.5 \text{ m}$   $T > 2 \text{ s}$  pour  $e/L =$  a) 5% b) 10% et c) 15% à Montréal

Contrairement à ce que l'on montrait sur les figures 3-28 et 3-29 où les déplacements sismiques étaient calculés avec la période limite de 2 s, on constate aux Figure 3-32 et Figure 3-33 que les déplacements inter-étages calculés avec la période réelle de la structure sont tous inférieurs aux déplacements correspondant aux limites sur la rotation inélastique des liens et sur le facteur  $U_2$ . Les déplacements sismiques n'ont donc plus contrôlé la conception de ces structures et c'est la limite sur les déplacements inter-étages dus au vent qui ont contrôlé.

Ce changement a fait en sorte que le poids de toutes les structures a pu être réduit en utilisant une période plus longue pour le calcul des flèches sismiques comme on peut le remarquer aux Figure 3-34 et Figure 3-35.

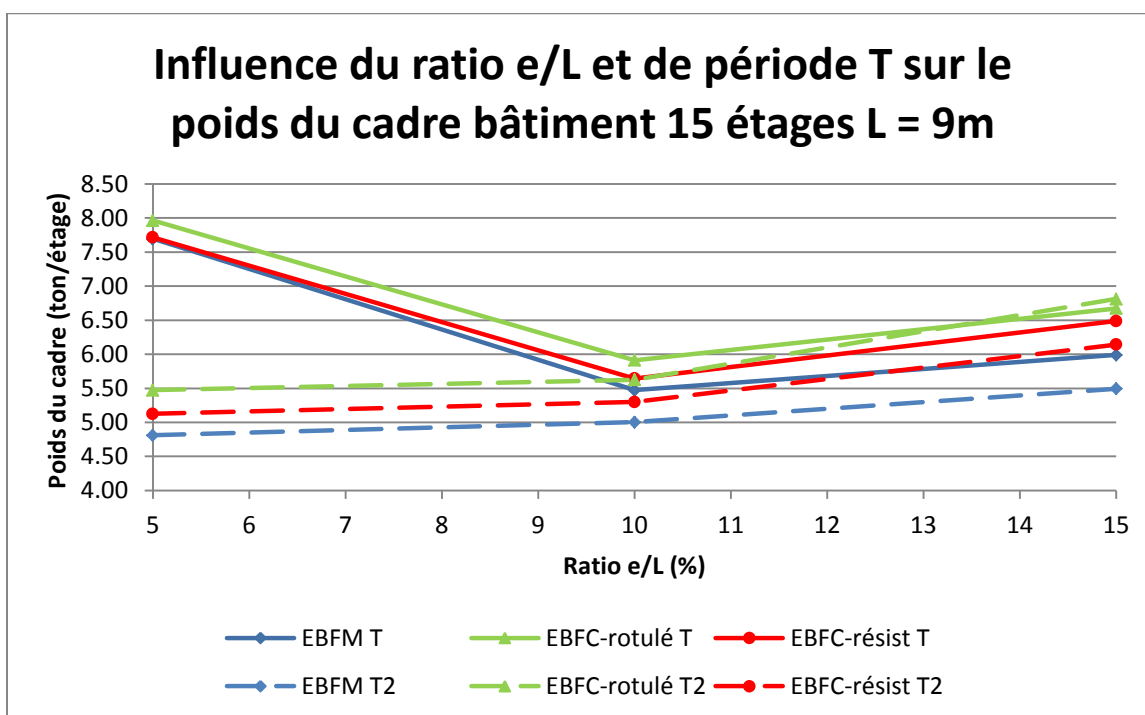


Figure 3-34 : Influence du ratio  $e/L$  et de la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques sur le poids d'un bâtiment de 15 étages avec une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal

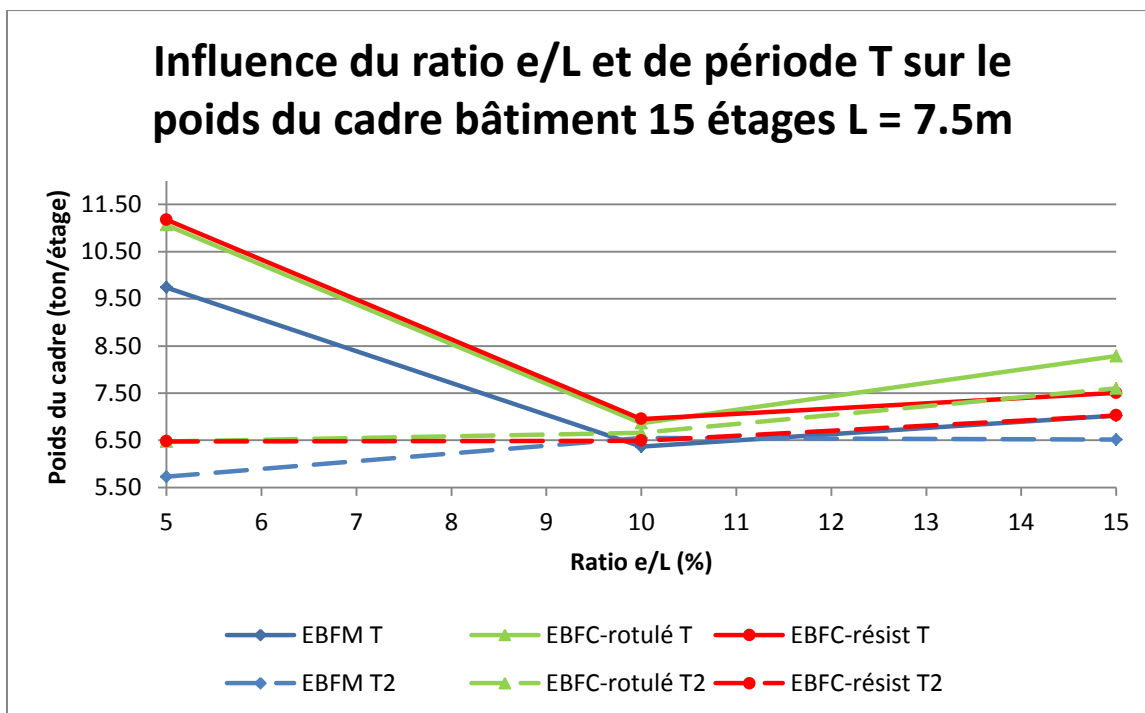


Figure 3-35 : Influence du ratio  $e/L$  et de la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques sur le poids d'un bâtiment de 15 étages avec une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal

## 3.5 Conclusion

### 3.5.1 Description du bâtiment, approche de conception et exemple de conception

Dans ce chapitre, on a défini un groupe de bâtiments pour étudier l'influence des paramètres suivants : la localisation, le type de contreventement, la hauteur de bâtiment, le ratio  $e/L$ , la largeur du cadre et le respect ou non de la limite de période pour le calcul des déplacements inter-étages.

On a ensuite présenté l'approche de conception qui consistait à :

- Évaluer les efforts sismiques selon la méthode des forces statiques équivalentes
- Choisir le lien maximisant le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  et en favorisant l'uniformité du ratio entre les étages
- Concevoir les autres éléments du cadre selon le principe de conception par capacité
- Validation du cadre selon les critères de déplacement inter-étage, de rotation inélastique du lien, de stabilité et vérifier le cadre pour les autres états limites ultimes et de service et combinaisons de charges.

Un exemple d'un bâtiment de 5 étages de type EBFM à Vancouver a été présenté afin d'illustrer l'approche de conception.

### 3.5.2 Analyse paramétrique selon la méthode des forces statiques équivalentes

De manière générale, les structures de type EBFM ont les mieux performé suivies des structures de type EBFC-résist et des structures de type EBFC-rot. Avec les structures de type EBFM, il a été possible de résister aux efforts et de contrôler les déplacements inter-étages, la rotation inélastique du lien et le critère de stabilité en utilisant moins d'acier que les contreventements excentriques conventionnels.

Pour une même hauteur, un même emplacement et un même ratio  $e/L$ , les mêmes critères gouvernaient les trois types de structures. Par exemple, si les rotations inélastiques contrôlaient la conception pour les bâtiments de Vancouver de 5 étages avec un ratio  $e/L$  de 5% et une largeur de cadre de 9 mètres, elles contrôlaient pour les 3 types de contreventements à l'étude. Les contreventements de type EBFC-rot faisaient parfois exception en raison de l'impact important sur le lien de la vérification de l'interaction des efforts axiaux et de flexion sur la poutre à l'extérieur du lien.

L'influence des principaux paramètres étudiés est résumée dans les sections qui suivent. Il faut rappeler ici que les conceptions effectuées dans ce chapitre comprennent quelques erreurs pouvant affecter les

conclusions présentées ici. Le détail de ces erreurs est expliqué en section 5.3.1. Les principales erreurs sont que l'importance relative des efforts de vent a été sous-estimée alors que les effets de la torsion accidentelle ont été surestimés. En effet, en utilisant les bonnes valeurs de torsion accidentelle et pour les efforts de vent, certains liens sont surdimensionnés pour les efforts sismiques alors que d'autres liens sont sous-dimensionnés pour les efforts de vent.

### **3.5.2.1 Influence de la localisation**

Les constructions de Vancouver sont uniquement gouvernées par les efforts sismiques et la conception par capacité, les déplacements inter-étages sismiques et/ou la rotation inélastique du lien.

Les constructions de Montréal sont différentes. Pour les bâtiments de 5 étages, c'est la rotation inélastique du lien et les charges sismiques qui ont gouverné le choix des profilés. Pour les bâtiments de 15 étages, ce sont les rotations inélastiques qui ont gouverné la conception pour les bâtiments avec des ratios  $e/L$  de 5%. Pour  $e/L = 10\%$  et  $15\%$ , ce sont les déplacements inter-étages dus au vent qui ont gouverné la conception des étages supérieurs et le critère de stabilité qui a gouverné la conception des éléments à l'extérieur du lien pour les étages inférieurs. Lorsqu'une période supérieure à 2 secondes a été utilisée pour le calcul des déplacements inter-étages, ce sont les déplacements inter-étages dus au vent qui ont gouverné la conception des éléments des cadres contreventés à tous les étages. Donc, contrairement à Vancouver où le choix des liens ne dépend que des effets des séismes, le choix des liens aux étages inférieurs est souvent contrôlé par les charges de vent.

De manière générale, les conceptions pour Montréal sont plus légères qu'à Vancouver pour le même nombre d'étages et pour les mêmes ratios  $e/L$ . Ceci est parce que les efforts sismiques à Montréal sont moins grands pour les structures avec 1 et 2 secondes de période fondamentale ( $T_1$ ) qu'à Vancouver.

### **3.5.2.2 Influence de la hauteur de bâtiment et de la largeur du cadre**

Dans tous les cas, un bâtiment plus élevé a des déplacements inter-étages plus importants. Cette augmentation des déplacements inter-étages provient principalement de la déformation en flexion du cadre définie aux équations 3-13 à 3-19. On peut augmenter la rigidité en flexion du cadre en augmentant sa largeur ou la section des colonnes. Pour les structures étudiées, la première option était plus intéressante, c'est-à-dire choisir une largeur de cadre de 9 mètres au lieu de 7,5 m. Pour les bâtiments moins hauts, on peut utiliser un cadre plus étroit, car la rigidité flexionnelle n'est pas critique.

### **3.5.2.3 Influence de la longueur du lien et du ratio $V_{FL}/V_{RL}$**

De manière générale, le système de contreventement modulaire (EBFM) permet des conceptions plus légères que les 2 autres types de contreventements étudiés. C'est également ce système qui permet



d'obtenir meilleurs ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  en comparaison de l'objectif de conception qui était d'avoir des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  constants et le plus près possible de l'unité.

Les contreventements conventionnels avec connexion poutre-diagonale rotulée (EBFC-rot) sont ceux qui sont le moins performants en considérant le poids d'acier et les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$ , spécialement pour les cadres avec de longs liens,  $e/L$  de 15% et 20%. En effet, les longs liens imposent des moments plus importants dans la poutre à l'extérieur du lien et il devient difficile de trouver un profilé économique pouvant satisfaire les équations d'interaction entre les efforts axiaux et de flexion. Les autres types de conception sont moins affectés par ce problème. Dans les structures de type EBFMs, il est possible de choisir une section poutre à l'extérieur du lien ayant une plus grande capacité en flexion sans affecter le lien. Pour les structures de type EBFC-résist, la diagonale contribue à faire diminuer la flexion dans la poutre hors du lien.

Les contreventements conventionnels avec connexion poutre-diagonale rigide (EBFC-résist) sont cependant parfois plus lourds que les structures de type EBFC-rot, mais ils possèdent des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  plus près de l'unité et plus constants entre chaque étage que les structures de type EBFC-rot. Lorsqu'une conception de type conventionnelle est effectuée, le concepteur peut privilégier, lorsque possible, les sections profondes afin de mieux reprendre les efforts de flexion dans la poutre à l'extérieur du lien.

En ce qui a trait aux limites sur les déplacements inter-étages, la rotation inélastique et la stabilité, tous les types de conception arrivent à respecter les limites prescrites par le code. Ces limites auraient pu affecter la conception si la poutre avait été modifiée dans les conceptions conventionnelles afin de rigidifier le cadre. Dans les conceptions de ce chapitre, cette avenue n'a pas été utilisée, car cela aurait eu un effet sur le ratio  $V_{fl}/V_{rL}$ . De toutes les conceptions, c'est le contreventement modulaire qui arrive à contrôler les déplacements inter-étages de façon le plus économique, soit en utilisant le moins d'acier.

Des paramètres étudiés, c'est la longueur du lien ( $e/L$ ) qui influence le plus la conception des contreventements excentriques. Choisir un lien plus court diminue les efforts probables pour la conception des autres éléments du cadre, notamment les efforts de flexion. Cependant, un cadre avec un lien plus court donnera une rotation inélastique plus élevée pour un déplacement inter-étages donné. Le contrôle de cette rotation inélastique devient un facteur dominant de la conception. Un lien plus long aura l'effet inverse. Il est donc important de choisir une longueur de lien adéquate si l'on veut obtenir la conception le plus économique. Quelques itérations peuvent être nécessaires avant d'obtenir le résultat optimal.

Pour les structures de type EBFM, l'obtention d'un ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  près de 1,0 est, après la sélection d'un bon ratio  $e/L$ , le facteur qui influence le plus le poids de la structure. Pour les structures de type EBFC, une attention particulière doit être apportée à la profondeur de la poutre. Le ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  est important, mais choisir une section « compacte » peut nuire à la reprise des efforts de flexion dans la poutre à

l'extérieur du lien. Pour un même ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ , la sélection d'une poutre plus profonde va résulter en une conception plus économique. Ceci est vrai pour les structures de type EBFC-résist. En effet, la résistance en flexion des poutres peut être calculée avec  $R_y F_y = 385 \text{ MPa}$  alors que la résistance des diagonales est calculée avec  $F_y = 345 \text{ MPa}$ . Ce qui implique que de plus grosses diagonales sont nécessaires pour reprendre le même effort de flexion. En bref, pour un même ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ , le concepteur devrait favoriser des poutres profondes et utiliser de plus petites sections pour les diagonales.

#### **3.5.2.4 Influence du respect de la limite de période sur le calcul des déplacements inter-étages.**

Augmenter la période au-delà de 2 secondes pour le calcul des déplacements inter-étages conduit à une diminution de la quantité d'acier sauf lorsque la conception n'était pas gouvernée par les limites sur les déplacements inter-étages, la rotation inélastique ou le facteur  $U_2$ , comme c'était le cas pour le bâtiment VAN-EBFC-10-20%-9-rotulé. La diminution du poids de la structure est plus significative pour les bâtiments de 15 étages en raison des flèches plus importantes pour ces structures. Par exemple, pour le bâtiment VAN-EBFC-15-20%-7,5-résist, l'économie d'acier est de l'ordre de 42%. L'économie est cependant plus faible si les déplacements inter-étages dus au vent gouvernent la conception, comme c'est le cas pour les douze bâtiments de 15 étages à Montréal avec un ratio  $e/L$  de 15% (section 0).

## CHAPITRE 4 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE DES EBFMS

La procédure de conception du chapitre 3 ne permettait pas d'évaluer toutes les configurations possibles pour les cadres EBF. Le chapitre 4 est divisé en deux sections. Chaque section va répondre à des questionnements survenus lors des conceptions du chapitre 3.

Dans le chapitre 3, la longueur du lien a été fixée et celle-ci demeurerait constante sur toute la hauteur du bâtiment. On a constaté que cela pouvait causer des conceptions non optimales, probablement inutilement trop lourdes. En effet, le choix des liens aux étages supérieurs des bâtiments avec de longs liens était gouverné par la limite  $e = 1,6M_p/V_p$  qui est spécifié pour obtenir un mode de plastification en cisaillement. Cela donnait lieu à des liens non optimaux du point de vue de la résistance, avec des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  bien inférieurs à 1,0, ce qui forçait la sélection de plus gros éléments à l'extérieur du lien afin de respecter les critères de la conception par capacité. De plus, dans l'analyse statique du chapitre 3, seulement 3 longueurs de lien ont été analysées. Dans ce chapitre, on présente une seconde étude paramétrique afin de déterminer la longueur optimale des liens à chaque étage. Cette étude est effectuée sur les structures de type EBFM seulement. Cette analyse se retrouve à la section 4.1.

Dans la section 4.2, on étudie une configuration particulière des structures de type EBFM pour lesquelles l'espacement entre les diagonales est plus grand que la longueur du lien.

### 4.1 Analyse paramétrique sur la longueur du lien

Le but de cette analyse est de déterminer quelle est la longueur idéale du lien à chaque étage des contreventements. En effet, il a été déterminé au chapitre 3 que la longueur du lien influence la rigidité latérale de la structure, donc les flèches et la période de la structure, les rotations inélastiques dans les liens et les efforts à considérer dans la conception par capacité.

Un lien plus long a pour effet de diminuer l'influence du déplacement inter-étages sur la rotation inélastique du lien. C'est-à-dire qu'un déplacement inter-étages plus grand est requis pour atteindre la limite de rotation inélastique du lien de 0,08 rad. Allonger le lien est intéressant pour les bâtiments où la limite sur la rotation inélastique du lien contrôle le choix des profilés, comme pour les bâtiments de 5 et 15 étages avec un faible ratio  $e/L$  à Vancouver. L'effet négatif de l'allongement du lien est que cela augmente les déplacements inter-étages de la structure et le moment aux extrémités du lien. Un plus grand moment signifie de plus grands efforts exercés sur la poutre à l'extérieur du lien lors de la conception par capacité. Un lien plus court aura, évidemment, des effets contraires sur les déplacements inter-étages de la structure et les efforts à utiliser lors de la conception par capacité.

Il est possible de trouver avec l'équation 2-15, la longueur de lien pour laquelle le critère de déplacement inter-étages et le critère sur la rotation inélastique du lien contrôlent simultanément. Pour une hauteur d'étage de 4 mètres, cette longueur est de 1406,25 millimètres.

#### 4.1.1 Procédure

Pour cette étude, on s'est limité aux contreventements de type EBFM avec poutres de 9 mètres de longueur pour les bâtiments de 5 et 15 étages situés à Vancouver et à Montréal. Pour les bâtiments de 15 étages, on a considéré la limite de 2 secondes sur la période à utiliser pour le calcul des déplacements inter-étages. Afin de permettre la comparaison avec les structures du chapitre 3, on a adopté les mêmes hypothèses pour la conception, incluant la méthode d'analyse MSE.

Afin de garder une constance dans les résultats, une même procédure a été suivie pour tous les bâtiments étudiés. Les contreventements correspondant au concept 0 sont ceux ayant la longueur  $e/L$  qui donnait lieu à la structure la plus légère parmi les contreventements EBFM conçus au chapitre trois. Par la suite, trois nouvelles conceptions ont été effectuées, les concepts 1 à 3, chacune ayant des points de départ et un objectif différents. Ces trois concepts sont :

Concept 1 : en partant de la conception finale du chapitre 3, le concept 0, la longueur du lien est modifiée afin d'optimiser les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  qui étaient trop faibles, typiquement les liens situés aux étages supérieurs.

L'idée derrière le concept 1 est que les bâtiments les plus légers du chapitre 3 ont tous un point en commun, soit des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  trop faibles dans les étages supérieurs. Tel que démontré au chapitre 6, les liens conçus avec un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  faible par rapport à la moyenne des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  du bâtiment sont donc susceptibles de ne pas développer de déformations plastiques. Ceci a pour effet de solliciter davantage les liens avec un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  plus près de la moyenne du bâtiment. Le but du concept 1 est de voir s'il est possible de corriger cette lacune en diminuant la longueur du lien dans ces étages problématiques. De cette façon, il devrait y avoir un choix plus grand de petites sections qui rencontrent le critère  $e \leq 1.6 M_p/V_p$ , ce qui devrait permettre d'obtenir un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  le plus proche possible de 1,0.

Concept 2 : Dans le chapitre 3, la longueur des liens était fixe. Lorsque l'une ou plusieurs des limites sur les déplacements inter-étages, sur la rotation plastique ou sur le facteur  $U_2$  étaient dépassées à un étage, on devait augmenter la section des membrures du cadre à cet étage ou aux étages inférieurs pour réduire les déplacements inter-étages afin de rencontrer les limites prescrites, ce qui avait un impact négatif sur le poids d'acier. Le point de départ du concept 2 est le concept 0. La longueur des liens est modifiée aux étages où les limites sont excédées afin de satisfaire les limites sans devoir grossir les éléments du cadre. La section du lien est aussi ajustée afin de conserver de bons ratios  $V_{fl}/V_{rl}$ .

Concept 3 : Une troisième conception est effectuée où la longueur du lien est modifiée à tous les étages jusqu'à ce que deux critères contrôlent simultanément : le critère de résistance ( $V_{rL} \approx V_{fL}$ ) et l'une des 3 autres limites : déplacement inter-étages, rotation inélastique du lien ou stabilité (limite sur le facteur  $U_2$ ). Le but est d'arriver à la conception la plus économique possible. Il a été constaté dans les étages inférieurs que les éléments du cadre étaient choisis seulement pour respecter les efforts de la conception par capacité. Pour ces étages, la longueur du lien a été diminuée afin que la rotation inélastique du lien contrôle simultanément avec le critère d'effort. Des liens plus courts impliquent moins d'effort de flexion dans les autres éléments du cadre et donc un design plus économique. Le point de départ de ce concept est le concept 2. Dans le concept 2, la longueur des liens a été modifiée seulement aux étages où la limite sur la rotation inélastique des liens gouvernait la conception. Dans le concept 3, tous les étages sont modifiés afin que deux critères contrôlent simultanément.

Dans tous les cas, on verra dans le chapitre que le concept 3 donne lieu à des contreventements moins lourds avec des réductions pouvant atteindre 7% par rapport aux conceptions du chapitre 3 (Concept 0). Cette approche de conception pourrait donc s'avérer avantageuse en pratique.

Le détail de toutes les conceptions ainsi que les longueurs de liens choisies sont disponibles en annexe C.

#### 4.1.2 Tableau des ratios $V_{fL}/V_{rL}$

Les tableaux 4-1 et 4-2 montrent les ratios  $V_{fL}/V_{rL}$  pour toutes les structures qui ont été conçues selon les concepts 1, 2 et 3 décrits à la section précédente. Les valeurs pour le concept 0 sont celles données dans les tableaux de la section 3.4.1.3. Comme mentionné plus bas, le concept 2 n'a pas été appliqué à toutes les structures.

Tableau 4-1 : Tableau  $V_{fL}/V_{rL}$  – pour les bâtiments de 5 étages

Étage	VAN-5-Concept 0	VAN-5-Concept 1	VAN-5-Concept 3	MTL-5-Concept 0	MTL-5-Concept 1	MTL-5-Concept 3
5	0.77	1.00	0.94	0.39	0.61	0.61
4	1.00	1.00	0.99	0.96	0.96	0.95
3	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
2	0.95	0.95	1.00	0.94	0.94	0.94
1	1.00	1.00	0.99	1.00	0.97	0.99

Tableau 4-2 : Tableau  $V_{fl}/V_{rl}$  – pour les bâtiments de 15 étages

Étage	VAN-15-Concept 0	VAN-15-Concept 1	VAN-15-Concept 2	VAN-15-Concept 3	MTL-15-Concept 0	MTL-15-Concept 1	MTL-15-Concept 3
15	0.73	0.96	0.69	0.69	0.35	0.46	0.45
14	0.90	0.98	0.90	0.99	0.69	0.89	0.89
13	0.93	0.97	0.96	0.96	0.89	0.98	0.88
12	0.91	0.98	0.92	0.99	0.86	0.94	0.85
11	0.92	0.98	0.97	0.99	0.87	0.72	0.84
10	0.94	0.97	0.98	0.98	0.85	0.85	0.85
9	0.95	0.99	0.96	0.96	0.68	0.68	0.79
8	0.96	0.99	0.98	0.98	0.68	0.68	0.68
7	0.94	0.99	0.99	0.99	0.68	0.68	0.68
6	0.97	1.00	1.00	1.00	0.67	0.67	0.56
5	0.97	0.98	0.99	0.98	0.65	0.65	0.72
4	0.95	0.99	0.99	1.00	0.65	0.65	0.63
3	0.97	0.97	0.97	0.98	0.64	0.64	0.64
2	0.98	0.98	0.98	0.99	0.58	0.58	0.57
1	0.97	1.00	1.00	0.99	0.57	0.57	0.55

### 4.1.3 Vancouver 5 étages

Le bâtiment « concept 0 » de cette section est le bâtiment VAN-EBFM-5-10%-9-rotulé. Comme expliqué au chapitre 3, ce bâtiment est gouverné uniquement par les efforts sismiques pour les liens et la conception par capacité pour les autres éléments du cadre.

Dans le concept 1, la longueur du lien au 5<sup>e</sup> étage est réduite de 900 millimètres à 700 millimètres, ce qui a permis de choisir un nouveau lien parmi des sections plus petites ayant une résistance  $V_{rl}$  plus faible qui satisfaisaient le critère de plastification en cisaillement ( $e \leq 1.6 M_p/V_p$ ). Ce lien avec un  $V_{rl}$  plus faible a permis d'augmenter le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  de 0,77 à 1,00 à cet étage. La moyenne du ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  est aussi passée de 0,94 à 0,99 sur la hauteur de la structure et le poids de la structure a été réduit de 1,45% par rapport à la solution du chapitre 3.

Étant donné que les déplacements inter-étages ou les rotations inélastiques n'étaient pas un problème dans ce bâtiment, le concept 2 est identique au concept 0.

Pour le concept 3, la longueur et la section des liens ont été modifiées pour que le critère de rotation inélastique contrôle à chaque étage. En effet, dans le chapitre 3, il a été constaté que les courbes de

déplacements inter-étages dans le bas de la structure étaient loin des limites. Ceci indique que des sections plus grosses que nécessaire ont probablement été utilisées pour les autres éléments du cadre. La longueur et le profilé de l'élément lien sont donc modifiés pour diminuer ce surplus de capacité. Ce faisant, la moyenne du ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  demeure très élevée, 0,98, pour le concept 3 et le concept permet une diminution du poids de 4,32% par rapport à la conception du chapitre 3.

Les différences de poids entre les conceptions sont montrées à la Figure 4-1 pour les bâtiments de 5 étages à Vancouver et Montréal. L'économie d'acier sur le bâtiment de Vancouver est limitée et il n'est pas garanti que cette économie d'acier va se traduire en une économie au total, car le fait d'avoir des liens de longueurs différentes à chaque étage aura un impact négatif sur la préparation des dessins d'atelier de même que sur la fabrication et l'installation de la structure.

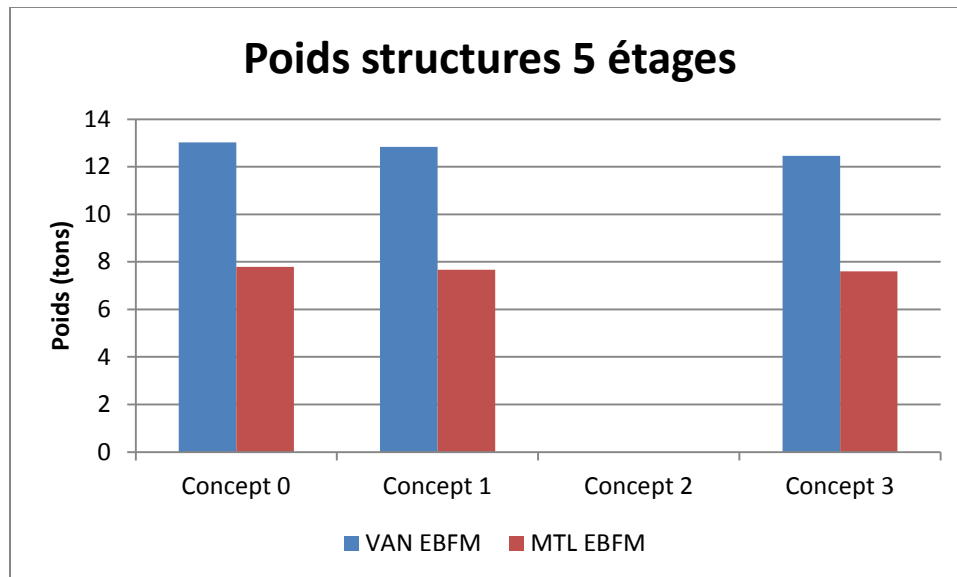


Figure 4-1 : Poids des structures de 5 étages par concept

#### 4.1.4 Vancouver 15 étages

Le bâtiment VAN-EBFM-15-15%-9-T est utilisé pour le concept 0. Pour ce contreventement, la limite sur la rotation inélastique du lien a gouverné entre le 8<sup>e</sup> et le 15<sup>e</sup> étage alors que les efforts sismiques et la conception par capacité ont contrôlé pour les autres étages.

Dans le tableau 4-2, les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  sont relativement constants sur toute la hauteur du bâtiment pour le concept 0, à l'exception du 15<sup>e</sup> étage et du 12<sup>e</sup> étage où ce ratio chute à 0,74 et 0,91 respectivement. Pour le concept 1, on a réduit la longueur du lien à ces étages afin d'augmenter leur ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ . Après modifications, les liens du 15<sup>e</sup> et du 12<sup>e</sup> sont de 1100 et de 1150 millimètres de longueur, ce qui a fait augmenter les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  à 0,96 et 0,98, respectivement. Cependant, étant donné que ces étages étaient

déjà largement gouvernés par la limite sur la rotation inélastique, cette réduction de longueur des liens a eu un effet négatif sur le poids total de la structure, car il a fallu augmenter la section des colonnes aux étages inférieurs pour limiter les déplacements sismiques aux étages supérieurs. En effet, après cette modification, une augmentation de 12% du poids a été observée par rapport à la conception faite au chapitre 3. Sans être la plus économique, cette conception arrive à respecter l'objectif principal de conception de cette étude, soit optimiser le ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  à chaque étage pour uniformiser les déformations plastiques sous les séismes. La moyenne des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  est passée de 93% pour le concept 0 à 98% pour le concept 1.

Pour la structure de départ du concept 2, la limite sur la rotation inélastique était contraignante pour les étages supérieurs. La stabilité et les déplacements inter-étages dus au vent n'étant pas un problème pour Vancouver, le seul autre critère pouvant limiter les déplacements latéraux est la limite de 2,5% de la hauteur d'étage. On a donc augmenté la longueur des liens jusqu'à 1425 millimètres aux étages où la limite sur la rotation inélastique gouvernait la conception afin que la limite sur les déplacements inter-étages gouverne dorénavant. Ce changement a été imposé entre le 9<sup>e</sup> et le 15<sup>e</sup> étage. Les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  se sont légèrement améliorés avec le changement de longueur du lien à l'exception du 15<sup>e</sup> étage où le ratio a chuté à 0,69, car une section plus grosse était requise à cet étage pour satisfaire le critère sur le mode de plastification. Cette simple modification a eu comme effet de diminuer le poids de la structure de 4,2% par rapport à la conception concept 0 (16% par rapport au concept 1). La moyenne des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  est montée à 95% par rapport à 93%.

Le concept 3 reprend la structure obtenue du concept 2, mais en modifiant les liens des étages inférieurs afin que la limite sur les déplacements inter-étages ou sur la rotation inélastique gouverne la conception de tous les étages. La réduction des longueurs de liens dans le bas de la structure a pour effet de diminuer les efforts de capacité dans les autres éléments du cadre en jouant avec la capacité excédentaire de déplacements inter-étages que ces étages avaient dans le chapitre 3. Cette modification permet de conserver des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  élevés et une réduction de 4,7% du poids de la structure par rapport à la conception concept 0. La moyenne des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  monte à 97%. Les tableaux montrant les sections des différents éléments du cadre et longueurs de lien sont disponibles à l'annexe C.

Ce que cet exercice montre est qu'il est possible d'obtenir une conception plus économique si le concepteur prend soin d'ajuster la longueur des liens afin que 2 critères contrôlent la conception. En conservant une longueur uniforme du lien sur la hauteur du bâtiment, les liens des étages inférieurs sont trop longs, car ils imposent des moments de flexion élevés à la poutre hors du lien. La réduction de la longueur de ces liens réduit les efforts induits dans les autres éléments du cadre. À l'inverse, il est



intéressant d'allonger les liens dans le haut de la structure, car la limite sur la rotation inélastique gouverne à ces étages.

La variation des poids pour chaque concept et les deux localisations est présentée sur la Figure 4-2. Au final, on note cependant que, les réductions de poids des cadres sont modestes par rapport au concept 0 et, comme mentionné plus haut, la variation de la longueur des liens sur la hauteur des cadres augmente la complexité de la structure et peut augmenter les coûts de mise en œuvre de la structure.

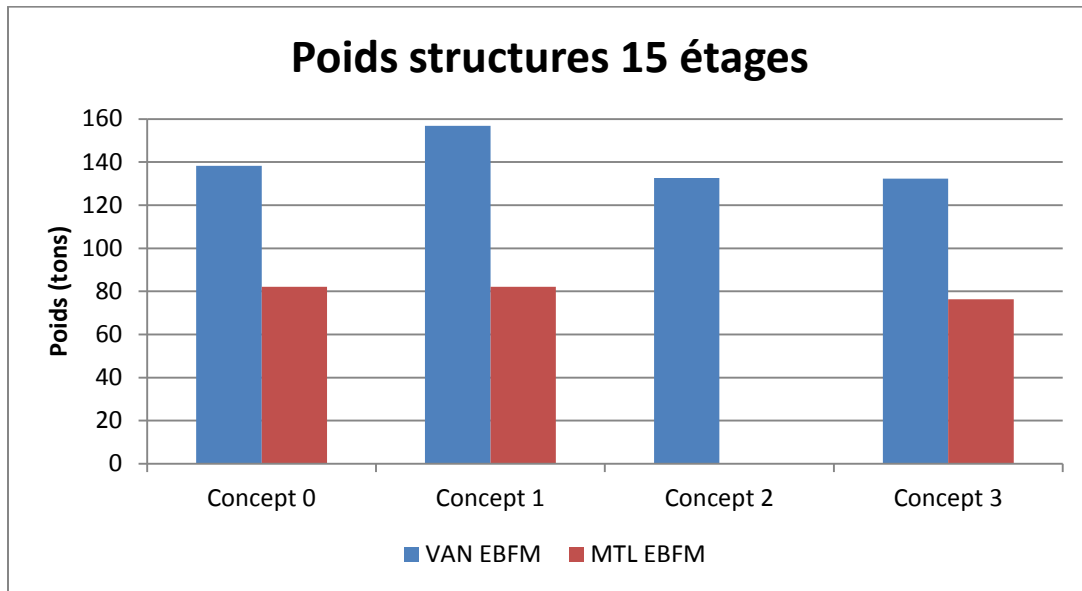


Figure 4-2 : poids des structures de 15 étages par concept

#### 4.1.5 Montréal 5 étages

Tout comme le bâtiment de 5 étages de Vancouver, le bâtiment MTL-EBFM-5-5%-9-rotulé à Montréal est gouverné uniquement par les efforts sismiques et les critères de conception par capacité. Ce bâtiment est le point de départ de la présente analyse.

Pour le concept 1, on a utilisé un nouveau profilé léger W100X19.3 qui avait été omis au chapitre 3. L'utilisation de ce profilé et la réduction de la longueur du lien de 450 à 275 millimètres à l'étage 4 et 5 ont permis une réduction du poids de la structure de 1,56%. Le rapport  $V_{\text{fl}}/V_{\text{rl}}$  moyen est passé de 0,85 à 0,89.

Le contrôle des déplacements inter-étages et de la rotation inélastique n'étant pas un problème pour cette structure, aucune conception n'a été faite pour le concept 2. La conception selon ce concept aurait été identique au concept 0.

Pour le concept 3, les longueurs de lien ont été ajustées pour que la rotation inélastique contrôle à chaque étage. Tout en conservant des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  similaires à ceux du concept 0, le poids de la structure a chuté de 2,38%.

De manière générale, le poids de la structure a diminué et les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  se sont améliorés. La moyenne des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  est de 85% pour le concept 0, de 89% pour le concept 1 et de 90% pour le concept 3.

Les poids des structures sont donnés sur la Figure 4-1.

#### 4.1.6 Montréal 15 étages

Le bâtiment de 15 étages situé à Montréal (MTL-EBFM-15-10%-9-rot) a été de loin le plus complexe à concevoir dans les quatre bâtiments conçus pour la section 4.1. Tout d'abord, les efforts sismiques gouvernent le choix du lien entre le 12<sup>e</sup> et le 15<sup>e</sup> étage. Les liens des autres étages avaient été déterminés pour résister aux efforts dus au vent pour la combinaison de charges  $1,25D + 1,4W + 0,5L$ . Les déplacements inter-étages dus au vent entre le 12<sup>e</sup> et le 15<sup>e</sup> étage ont gouverné le choix des colonnes des étages inférieurs et des éléments à l'extérieur du lien des étages 12 à 15. Le critère de stabilité gouverne le choix des éléments à l'extérieur du lien des étages 5 à 11. Le choix de la poutre et des diagonales aux étages restants a été régi par les critères de conception par capacité.

Il était également moins évident de différencier chaque concept. En effet, tous les étages pourraient bénéficier d'une amélioration de leur ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ . Il a été observé que les étages où le choix du lien était gouverné par la combinaison de charges de vent, la longueur du lien avait peu d'influence sur le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ , puisque  $V_{fl}$  dans ce ratio est l'effort de cisaillement sismique. Donc, seuls les liens des étages gouvernés par les efforts sismiques ont été modifiés dans le concept 1. Ceci a permis d'augmenter le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  moyen de 0,69 à 0,71. Cependant, ces modifications ont résulté en une légère augmentation de 0,1% du poids.

Il était difficile de définir les concepts 2 et 3 puisque les déplacements inter-étages de vents gouvernaient le choix des éléments à l'extérieur du lien dans le haut du bâtiment et que le bas de bâtiment était gouverné par le contrôle de  $U_2$  ( $U_2=1,4$ ). Les déplacements inter-étages de vent ne sont pas autant influencés par la longueur du lien que la rotation inélastique du lien, qui gouvernait pour les autres structures évaluées. Pour le bâtiment de 15 étages à Montréal, il n'y a pas un « surplus » de déplacements inter-étages dans le bas de la structure contrairement aux autres structures évaluées. Ici, le contrôle de  $U_2$  gouverne la conception des étages inférieurs. Seul le concept 3 a donc été examiné. Les longueurs de lien déterminées au concept 1 ont été conservées, car elles permettent de faire intervenir les limites sur la de rotation inélastique du lien et les déplacements inter-étages dus au vent. C'est-à-dire que les deux contrôlent également le choix des sections du cadre. Pour les autres étages où la longueur du lien est

encore intouchée, il a été décidé de faire correspondre le critère de rotation du lien avec le critère de stabilité afin qu'ils contrôlent également le choix des sections du cadre. Toutefois, aucune longueur de lien inférieure à 550 millimètres n'a été choisie puisqu'en dessous de cette longueur, il devient trop difficile de trouver un profilé économique pour le lien puisque  $e < d$ . Le ratio  $V_{IL}/V_{RL}$  moyen a augmenté à 0,72 et le poids total a diminué de 7% par rapport au concept 0. Il s'agit de la diminution de poids la plus importante de toute l'étude.

Les différents poids des conceptions expliquées ci-dessus sont montrés à la Figure 4-2.

#### 4.1.7 Conclusion

L'attribution de longueurs de lien différentes à chaque étage permet une économie d'acier dans la majorité des cas.

Au chapitre 3, on avait obtenu que le ratio  $e/L$  donnant la structure la plus économique était égal à 10% pour le bâtiment à Vancouver de 5 étages, 15% pour le bâtiment de 15 étages à Vancouver, 5% pour le bâtiment de 5 étages à Montréal et 10% pour le bâtiment de 15 étages à Montréal. L'analyse de ce chapitre montre que le ratio  $e/L$  le plus économique varie sur la hauteur du bâtiment.

Même si l'utilisation de longueurs de liens différentes à chaque étage conduit à une économie d'acier indéniable, cette approche peut donner lieu à des coûts supplémentaires au niveau de la conception, de la fabrication et de l'installation.

Cette analyse a permis de déterminer quelle longueur de lien permet la conception la plus économique. La longueur du lien doit toujours respecter le critère de longueur du lien minimum ( $e > d$ ) de même que le critère de mode de plastification du lien ( $e \leq 1,6M_p/V_p$ ). La longueur du lien doit être sélectionnée en tenant compte qu'un plus long lien permet de réduire l'influence du critère de rotation inélastique du lien, mais résulte en un moment plus important sur la poutre à l'extérieur du lien, ce qui peut requérir une poutre plus grosse..

### 4.2 Longueur du lien différente de la longueur entre les diagonales

Un des avantages des contreventements excentriques modulaires est que l'espace entre les diagonales peut être plus grand que la longueur du lien afin d'accommoder d'éventuelles demandes architecturales. Bien que cette pratique soit possible, il faut rappeler que le moment appliqué sur la poutre hors du lien par la plastification du lien est fonction de l'espacement entre les diagonales et non de la longueur du lien. Un espacement des diagonales plus long implique donc un plus grand moment s'exerçant sur la poutre à l'extérieur du lien en interaction avec la charge axiale. Le concept peut donc pénaliser la conception de la

poutre hors du lien. Dans notre étude, on a posé comme hypothèse que la connexion poutre-diagonale est considérée rotulée et que la poutre seule devait reprendre le moment de flexion imposé par le lien.

La longueur du lien est notée «  $e$  » et l'espacement entre les diagonales est noté «  $e'$  ». Seuls les bâtiments avec des cadres de 9 m de largeur ont été étudiés. Il est conseillé (Becker & Ishler, 1996) que l'angle de la diagonale soit compris entre  $35^\circ$  et  $60^\circ$ . Pour une largeur de cadre de 9 m, l'espacement  $e'$  maximum entre les diagonales est de 4,38 mètres. Pour cette étude, on a aussi considéré que la largeur  $e'$  devait permettre d'accommoder une ouverture de 3 mètres de largeur sur 2,25 mètres de hauteur au centre du cadre. Cette ouverture permet d'aménager une porte double donnant accès à un balcon ou à une grande fenêtre. La base de l'ouverture est à l'élévation du dessus du plancher qui est situé à une hauteur égale à la moitié de la profondeur de la poutre plus une dalle et revêtement de plancher dont l'épaisseur totale est posée égale à 100 millimètres.

Les bâtiments à l'étude pour chaque localisation seront les bâtiments de 5 et de 15 étages correspondant à la conception la plus économique du chapitre 3 et au concept 3 de la section précédente. Pour chaque bâtiment, un concept sera fait en ajustant la dimension  $e'$  à chaque étage, nommé AJUST, et une autre où la dimension  $e'$  sera constante et égale à la plus grande largeur  $e'$  sur tous les étages du bâtiment, nommé CONST. Pour des fins de comparaison, une autre conception est effectuée où la longueur du lien est égale à l'espacement entre les diagonales permettant d'aménager l'ouverture de 3 sur 2,25 mètres.

Les bâtiments sont identifiés selon leur localisation (VAN pour Vancouver ou MTL pour Montréal), le nombre d'étages (5 ou 15), le concept ayant servi à définir la longueur  $e$  des liens (« cp3 », « chap3 » ou « sans\_eprime ») et la variation de la longueur des liens sur la hauteur du bâtiment (« CONST » ou « AJUST »). Par exemple, le bâtiment « VAN-5-cp3-ajust » est un bâtiment de 5 étages à Vancouver dont la longueur  $e$  des liens est obtenue du concept 3 et où l'espacement entre les diagonales  $e'$  varie selon les besoins à chaque étage. Pour les conceptions « cp3 » et « chap3 », la longueur des liens «  $e$  » correspond, respectivement, à la longueur des liens de la conception obtenue du concept 3 de l'analyse paramétrique de la section précédente et de la conception la plus économique du chapitre 3. La section du lien a été modifiée pour tenir compte de la variation de la rigidité suite à la modification de l'angle des diagonales. En effet, réduire l'angle de la diagonale réduit la rigidité latérale de la structure. Ceci augmente les déplacements inter-étages et le facteur  $U_2$ . Le lien a donc été modifié pour tenir compte des nouveaux efforts ainsi calculés. Dans les deux cas, la longueur «  $e'$  » a été fixée pour rencontrer la contrainte géométrique imposée et  $e'$  est toujours plus grand que  $e$ . Dans les deux cas, la section des liens, des poutres, des diagonales et des poteaux a été revue pour satisfaire tous les critères de conception. La conception « sans\_eprime » signifie une conception où la dimension «  $e$  » a été posée égale à la distance «  $e'$  » requise pour rencontrer la contrainte géométrique imposée. Il s'agit d'une conception entièrement

nouvelle. Pour les conceptions « cp3 » et « chap3 », la longueur des liens « e » est différente de l'espacement entre les diagonales « e' ».

Les conceptions « CONST » sont obtenues d'un processus itératif. Pour la première conception, le plus grand espacement entre les diagonales qui est requis sur la hauteur de la structure est appliqué à tous les étages. Une vérification est faite pour savoir si la nouvelle section des profilés choisis à cette itération permet toujours de respecter la contrainte architecturale. Si ce n'est pas le cas, une autre itération est effectuée en appliquant un plus grand espacement aux étages où cela est requis. Il est important de mentionner que, peu importe le point de départ de l'espacement entre diagonales, l'espacement final est toujours le même pour un même emplacement et un même nombre d'étages.

Le détail des conceptions est disponible à l'annexe C.

#### **4.2.1 Vancouver 5 étages**

Pour Vancouver, tous les bâtiments devant respecter l'ouverture de 3 sur 2,25 mètres sont plus lourds que les bâtiments n'ayant pas cette contrainte architecturale. De plus, les conceptions « ajust » sont plus légères que les conceptions « CONST ». Pour les conceptions « ajust », la conception la plus légère est le concept 3, suivie de celles du chapitre 3 et de la conception « sans\_eprime ».

Les conceptions « cp3 » et « chap3 » de type « CONST » ont un avantage par rapport à la conception « sans\_eprime » puisqu'ils ont un lien plus court que l'espacement entre les diagonales. Lorsque les deux longueurs sont égales, le lien est assez long qu'il devient difficile de trouver des sections qui respectent la limite  $e \leq 1,6M_p/V_p$ . Tel qu'il a été vu dans le chapitre 3, cela implique généralement un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  plus faible et donc des éléments hors du lien plus gros pour satisfaire les critères de la conception par capacité. Étant donné que la distance entre les diagonales est égale pour toutes les conceptions, elles sont plus faciles à comparer entre elles. Pour la conception « cp3 », la dimension « e » est près de la moitié de la dimension « e' ». Cette conception est plus lourde que la conception « Chap3 ». La conception « Chap 3 » a des longueurs de lien plus longues. La conception « sans\_eprime » est toutefois la plus lourde des 3 conceptions évaluées.

Le détail des poids des structures est illustré à la Figure 4-3.

#### **4.2.2 Vancouver 15 étages**

Les bâtiments de 15 étages situés à Vancouver devant respecter l'ouverture de 3 sur 2,25 mètres sont tous plus lourds que les bâtiments ne respectant pas ce critère. Les conceptions « ajust » sont de 8,54 à 9,30%

plus lourdes que la conception la plus légère calculée au chapitre 3 alors que les conceptions « CONST » sont de 17,76 à 30,35% plus lourdes.

Contrairement aux bâtiments de 5 étages, c'est la conception « sans\_eprime » qui est la plus légère parmi les conceptions de type « ajust ». Les longueurs de lien du concept 3 sont optimisées pour que la limite sur la rotation inélastique contrôle la conception à chaque étage. L'augmentation de l'espacement des diagonales augmente leur angle par rapport à l'horizontale et ceci a pour effet de diminuer la rigidité latérale du cadre. Augmenter l'espacement des diagonales cause aussi de plus grands efforts de flexion dans la poutre, ce qui contribue à augmenter les déplacements inter-étages et la rotation inélastique du lien.

Pour la conception « sans\_eprime », la contrainte architecturale force la sélection de liens plus longs et la majorité des liens peuvent être plus longs que 1406,25 millimètres. Alors que la limite sur la rotation inélastique gouverne à tous les étages sauf le 1<sup>er</sup> étage pour les bâtiments « concept 3 » et sur les 8 étages supérieurs pour le bâtiment « Chapitre 3 », elle ne contrôle que la conception du 15<sup>e</sup> étage pour le bâtiment « sans\_eprime ». Pour ce bâtiment, la limite sur les déplacements inter-étages gouverne le choix des éléments pour la majorité des étages. Les conceptions « sans\_eprime », « cp3 » et « chap3 » sont respectivement 8,54%, 8,61% et 9,30% plus lourdes que la conception n'ayant pas besoin de respecter la contrainte architecturale.

Pour ce bâtiment, les limites sur la rotation inélastique du lien et des déplacements inter-étages sont les facteurs les plus limitants pour la conception. Lorsque c'est le cas, il faut porter une attention particulière à la longueur du lien lors du dimensionnement.

Pour les conceptions « CONST » de 15 étages, les conclusions ressemblent à elles des bâtiments de 5 étages, c'est-à-dire que la conception la plus légère est la « Chap3 », suivie de la conception « cp3 » et de la conception « sans\_eprime ». La conception « sans\_eprime » est largement plus lourde que les deux autres parce que les liens sont très longs et qu'il est difficile de trouver des sections qui permettent la plastification en cisaillement ( $e \leq 1,6M_p/V_p$ ).

Les poids des structures sont montrés à la Figure 4-3.

### 4.2.3 Montréal 5 étages

Les conceptions pour les bâtiments de 5 étages à Montréal ont la particularité que tous les liens de toutes les conceptions accommodent déjà la contrainte architecturale de 3 sur 2,25 mètres. Aucune modification n'a donc été effectuée aux conceptions déjà effectuées à la section précédente et au chapitre 3. Pour toutes

les conceptions, les liens sont de la même longueur que l'espacement entre les diagonales. Donc la conception « sans\_eprime » n'a pas été effectuée.

La raison pour laquelle aucune modification n'a été apportée pour la contrainte architecturale est que les éléments du cadre ont une section beaucoup plus petite sous les charges sismiques de Montréal qu'à Vancouver.

#### 4.2.4 Montréal 15 étages

La conception du bâtiment de 15 étages à Montréal a été la plus compliquée à effectuer à cause des efforts de vent et de la stabilité. Comme mentionné au chapitre 3, il est difficile d'obtenir un bon ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  constant à tous les étages pour un bâtiment à Montréal parce que, contrairement à Vancouver, les efforts sismiques ne gouvernent pas à tous les étages.

Parmi les conceptions « ajust », la plus légère est la conception « cp3 », suivie des conceptions « Chap3 » et « sans\_eprime ». La conception « sans\_eprime » est beaucoup plus lourde que les deux premières. Pour la conception « sans\_eprime » à Vancouver, un lien plus long que 1406,25 millimètres avait été utilisé. Cette longueur de lien a l'avantage de faire correspondre deux critères : le déplacement inter-étages et la rotation inélastique du lien. Ceci avait donné, à Vancouver des conceptions plus économique puisque les conceptions « cp3 » et « Chap3 » étaient prises avec des problèmes de contrôle de la rotation inélastique du lien. À Montréal, l'allongement du lien n'a pas le même effet puisque la rotation inélastique ne contrôle pas autant d'étages et l'allongement du lien cause plutôt une réduction de la rigidité latérale apportée par les diagonales. Ceci rend plus difficile le contrôle des déplacements inter-étages dus au vent.

Il est difficile de tirer une tendance nette des résultats des bâtiments de 15 étages à Montréal. Cependant, il est recommandé de ne pas contourner la contrainte architecturale à l'aide de la conception « sans\_eprime ». Tel que montré à la Figure 4-3, les conceptions « sans\_eprime » sont les plus lourdes.

Les poids pour les conceptions « CONST » sont de 18,92 à 39,45% plus lourds que la conception la plus légère du chapitre 3. La plus légère est la conception « Chap3 », suivie de « cp3 ». Ici aussi, la conception « sans\_eprime » est déconseillée pour obtenir la contrainte architecturale étudiée.

La Figure 4-3 suivante montre les poids des différentes conceptions définies plus haut.

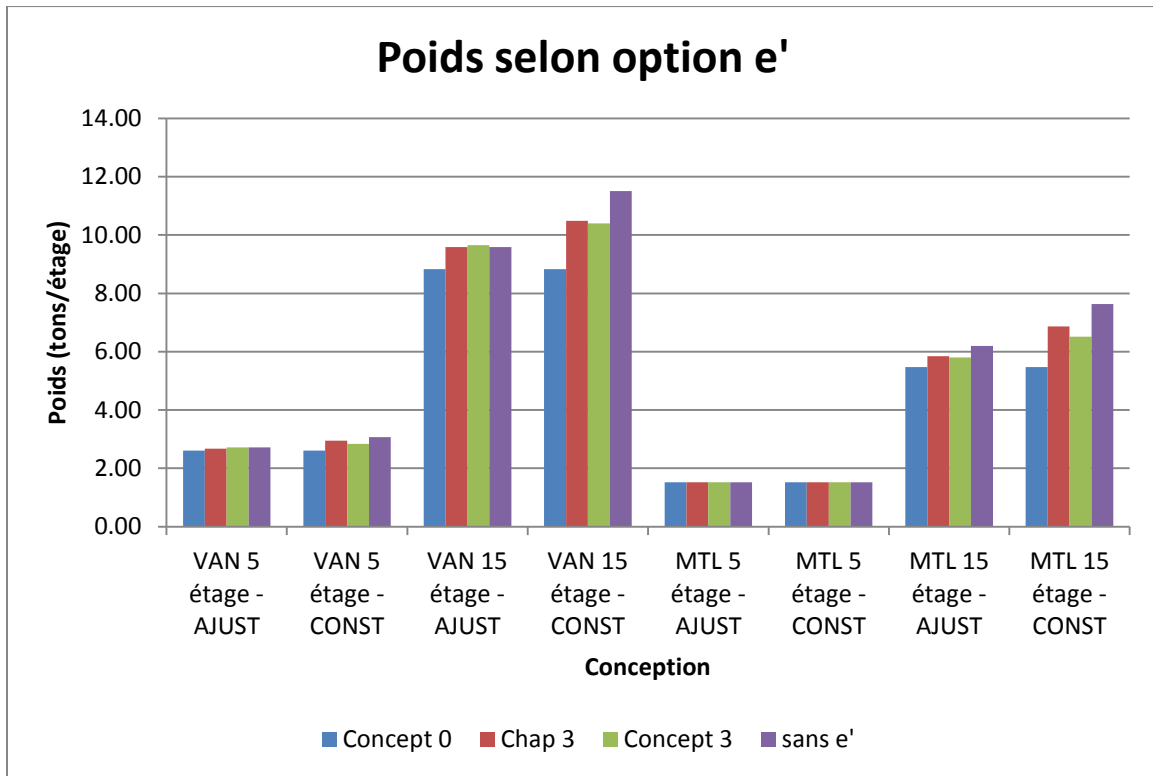


Figure 4-3 : Poids des conceptions e'

#### 4.2.5 Conclusion

Dans tous les cas, les conceptions n'ayant pas de contraintes architecturales sont plus économiques que celles devant composer avec cette contrainte. Le contreventement excentrique modulaire permet d'accommoder la contrainte sans allonger excessivement la longueur du lien. Dans le chapitre, on a montré que les conceptions avec un lien aussi long que l'espacement entre les diagonales sont rarement un choix économique. Il n'y a que pour le bâtiment de 15 étages à Vancouver que la conception « sans\_eprime » s'est avérée compétitive avec les autres types de conception. Ceci est principalement dû au fait que les conceptions « Chap3 » et « cp3 » sont grandement affectées par le contrôle de la rotation inélastique du lien alors que la conception « sans\_eprime » est plutôt gouvernée par la limite sur les déplacements inter-étages. La grande longueur des liens des conceptions « sans\_eprime » a eu comme effet de diminuer l'importance du critère de la rotation inélastique du lien. Tel que vu précédemment, ce critère de rotation inélastique est très contraignant pour les structures de grande hauteur avec des liens courts. Les conceptions « Chap3 » et « cp3 » sont des structures de grande hauteur avec des liens courts.

De plus, pour les conceptions « CONST », les conceptions « sans\_eprime » sont toujours largement plus lourdes que les autres conceptions. Ceci est principalement dû au fait que les liens deviennent très longs et



il y a peu de choix de liens économiques permettant un mécanisme de plastification en cisaillement, c'est-à-dire  $e < 1,6M_p/V_p$ .

### 4.3 Conclusion

De manière générale, le concept 1 augmente le poids des structures alors que les concepts 2 et 3 développés à la section 4.1 ont permis de faire diminuer le poids des structures étudiées. Les économies d'acier sont toutefois modestes. Avoir des cadres sur mesure pour chaque étage peut causer des complications pour la fabrication et lors de la mise en chantier. On a mentionné dans cette section que la meilleure méthode de diminuer le poids d'un cadre est de choisir une longueur optimale pour les liens. Aucune méthode efficace n'existe afin de déterminer la longueur optimale du lien puisque cette longueur varie en fonction de la longueur de la poutre, de la hauteur du bâtiment et de l'intensité des sollicitations sismiques de l'emplacement où le bâtiment est construit. De manière générale, un ratio  $e/L$  de 10% est un bon point de départ pour débiter la conception, mais le ratio optimal doit être déterminé par essais et erreurs pour chaque structure particulière.

Dans la section 4.2, on a montré qu'une conception EBFM où la distance entre les diagonales  $e'$  est plus grande que la longueur du lien  $e$  permet des cadres plus économiques que les conceptions où les deux longueurs sont identiques. Pour les conceptions où la limite sur les rotations inélastiques ne gouverne qu'à peu d'étages ou à aucun étage, les conceptions avec  $e' > e$  sont toujours plus économiques que les conceptions où  $e' = e$ . Les conceptions  $e'$  sont toutefois toujours plus lourdes que les conceptions sans contrainte géométrique. Ceci est dû au fait que l'augmentation de la distance entre les diagonales diminue la rigidité latérale de la structure apportée par l'élément diagonal.

La configuration avec  $e' > e$  n'est cependant possible que dans la conception EBFM, ce qui procure un avantage à cette conception par rapport aux cadres de type EBFC.

## **CHAPITRE 5      CONCEPTION FINALE SELON L'ANALYSE SPECTRALE DES EBFS**

Dans ce chapitre, on procède à la conception finale des contreventements jugés les plus prometteurs à partir des études réalisées aux chapitres 3 et 4. La conception est réalisée avec la méthode d'analyse spectrale du CNBC 2015. La première étape consiste à identifier les structures qui seront retenues. Pour ce faire, on a d'abord procédé à une analyse préliminaire sur les contreventements EBFM pour vérifier si les structures qui avaient été conçues selon la méthode MSE sont toujours les plus économiques lorsqu'on utilise l'analyse spectrale. On a ensuite procédé à un choix des structures les plus économiques à concevoir avec la méthode spectrale. Cette série de structures sera celle qui sera analysée avec l'analyse dynamique temporelle non linéaire au chapitre 6. Ce travail de sélection est décrit dans la section 5.1.

Dans la section 5.2, on a procédé à la conception finale des structures en adoptant les mêmes hypothèses qu'aux chapitres 3 et 4, ce qui a permis de faire une comparaison avec les structures conçues avec la méthode MSE. Certaines de ces hypothèses étaient erronées et les corrections nécessaires ont été appliquées dans la section 5.3 afin d'obtenir des structures conçues correctement pour les analyses dynamiques temporelles non linéaires au chapitre 6.

Finalement, on présente à la section 5.4 une analyse complémentaire qui a été effectuée afin de déterminer l'influence du choix du lien sur le poids de la structure.

### **5.1 Analyse préliminaire**

Afin de déterminer les bâtiments à concevoir à l'aide de l'analyse spectrale, une analyse préliminaire a été effectuée sur les douze bâtiments EBFM situés à Vancouver. Les paramètres évalués sont les 3 ratios  $e/L$  et les 2 largeurs de cadre. Pour l'analyse préliminaire, les conceptions T2 n'ont pas été considérées. On s'attendait à ce que les conceptions selon l'analyse spectrale des bâtiments soient plus légères que celles obtenues de la méthode des forces statiques équivalentes. Le but de cette première section est de vérifier si les conceptions les plus légères qui ont été conçues selon l'analyse spectrale sont les mêmes que celles conçues par la méthode des forces statiques équivalentes.

Seules les conceptions les plus légères seront conservées pour l'analyse complète de la section 5.2.

#### **5.1.1 Description du modèle et procédure de conception**

Tous les contreventements excentriques avec liens modulaires situés à Vancouver sont modélisés sur le logiciel SAP2000 (Computer and Structures America, 2014) pour une analyse spectrale itérative en deux

dimensions. Pour la première itération de l'analyse spectrale, les éléments du cadre sont les profilés choisis lors des conceptions par la méthode des forces statiques équivalentes du Chapitre 3. Ces modèles sont soumis à une analyse modale et une analyse spectrale. L'analyse modale permet de s'assurer que les bâtiments se déforment selon les modes anticipés et permet de déceler des erreurs possibles dans le modèle. Une fois le modèle vérifié, l'analyse spectrale donne les efforts de cisaillement dans les liens et les déplacements inter-étages généralisés. Avec cette nouvelle distribution des efforts, de nouveaux liens sont choisis et les autres éléments du cadre sont modifiés selon les principes de conception par capacité. Ceci modifie la rigidité du cadre et la distribution des efforts et les déplacements inter-étages doivent être recalculés. Quelques itérations de la conception spectrale sont nécessaires avant d'arriver à une conception finale respectant tous les critères des codes.

Les contributions modales ont été combinées en utilisant la racine carrée de la somme des carrés (SRSS). Le nombre de modes a été choisi pour totaliser un minimum de 95% de la masse totale de la structure.

### 5.1.2 Résultats préliminaires

La Figure 5-1 suivante montre la variation du poids entre les analyses spectrales (SPEC) et les analyses de la méthode des forces statiques équivalentes (MSE) pour les structures de 15 étages à Vancouver.

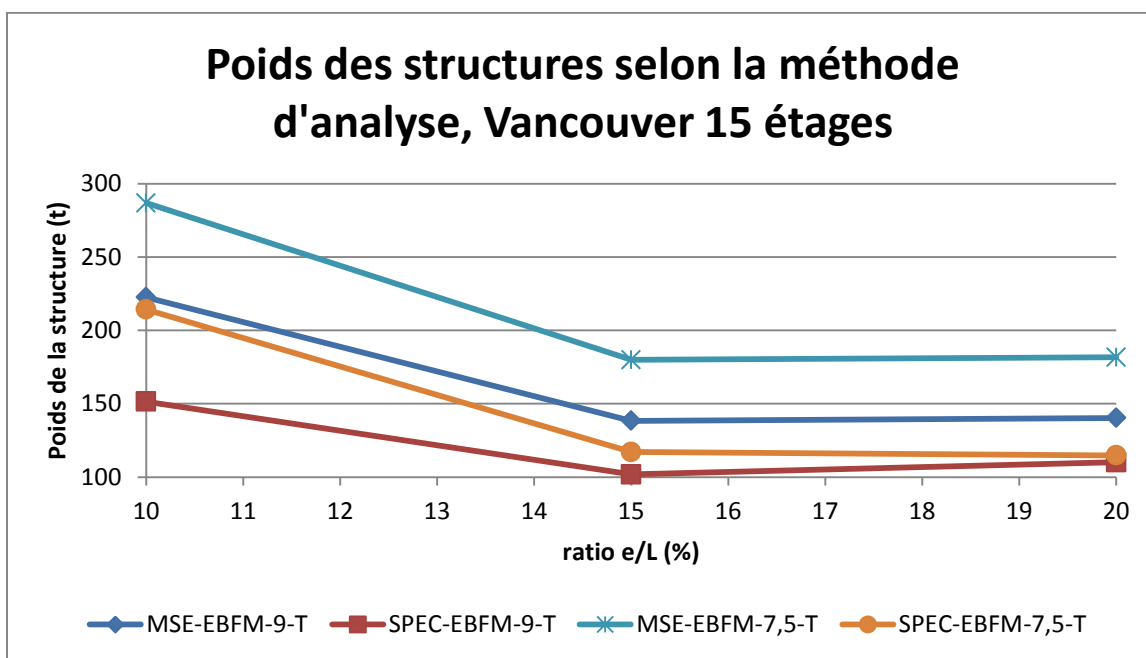


Figure 5-1 : Poids des structures selon la méthode d'analyse, Vancouver 15 étages

Les bâtiments sont identifiés selon la méthode d'analyse (SPEC ou MSE), la localisation (VAN ou MON), le type de conception (EBFCM, EBFC-rot ou EBFC-resist), la longueur de la poutre (9 ou 7,5 m), le

rapport  $e/L$  et le respect ou non de la limite de 2 s sur la période utilisée pour le calcul des flèches sismiques (T ou T2). Par exemple, le bâtiment SPEC-VAN-EBFM-9-10%-T est un EBFM à Vancouver analysé selon la méthode spectrale avec une poutre de 9 mètres et un rapport  $e/L = 10\%$  pour lequel on a respecté la limite de 2 s sur la période. Afin de simplifier le texte, l'expression « conception spectrale » est utilisée pour parler des conceptions conçues avec les efforts tirés de l'analyse spectrale de la structure. Il est possible de constater dans la figure que toutes les conceptions spectrales sont plus légères que les conceptions MSE. Pour la méthode des forces statiques équivalentes, le ratio  $e/L$  de 15% est celui qui donne la conception la plus légère. En utilisant la méthode d'analyse spectrale, c'est encore le ratio  $e/L$  de 15% qui donne la conception la plus légère.

Sur les figures 5-2 et 5-3, les bâtiments de 10 étages et de 5 étages se comportent de la même façon, c'est-à-dire que l'analyse spectrale donne en tout temps une structure plus légère que la méthode des forces statiques équivalentes et que le ratio  $e/L$  qui donnait la conception la plus légère selon la méthode des forces statiques équivalentes est également celui qui donne la conception la plus légère selon la méthode spectrale.

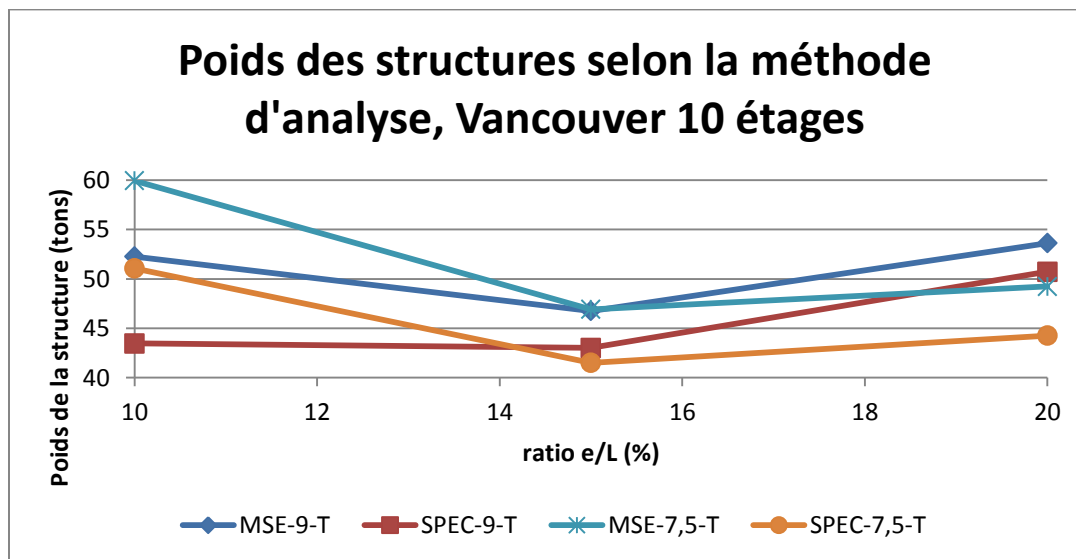


Figure 5-2 : Poids des structures selon la méthode d'analyse, Vancouver 10 étages

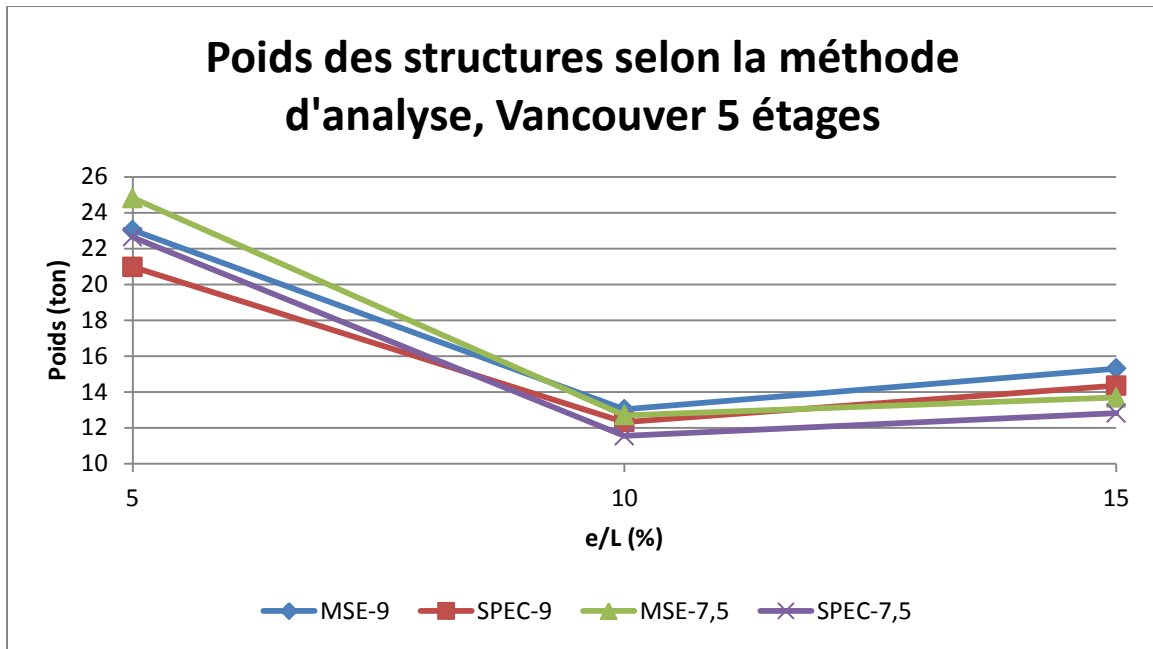


Figure 5-3 : Poids des structures selon la méthode d'analyse, Vancouver 5 étages

### 5.1.3 Choix des bâtiments

Avec les informations recueillies de l'analyse préliminaire, les bâtiments du Tableau 5-1 ont été choisis pour être conçus selon la méthode spectrale. Tous ces bâtiments constituent les conceptions les plus légères pour leur hauteur et localisation respectives. Il a été décidé de choisir les conceptions les plus légères puisque ce sont celles que l'ingénieur concepteur devrait choisir en pratique. De plus, ce sont des conceptions relativement flexibles et il sera intéressant de voir comment elles se comportent lors d'une analyse temporelle non linéaire. Par exemple, la structure VAN-EBFM-5-5%-7,5 est beaucoup plus rigide avec sa période fondamentale de 0,81 seconde que la structure VAN-EBFM-5-10%-7,5 avec sa période fondamentale de 1,18 seconde. Étant donné que la structure VAN-EBFM-5-10%-7,5 est plus économique, c'est elle qui a été choisie pour être conçue selon la méthode spectrale.

En se basant sur le travail du chapitre 4, de nouveaux bâtiments avec une longueur de lien différente de l'espacement entre les diagonales ont été conçus. Ils sont appelés conception « eprime » et un ratio  $e'/e$  de 1,5 a été choisi pour ces structures. En effet, au chapitre 4, les conceptions AJUST avaient un ratio  $e'/e$  moyen de 1,3 alors que les conceptions CONST avaient un ratio  $e'/e$  de 1,5. Le ratio 1,5 a été choisi à la lumière de ces valeurs. Quatre bâtiments ont été conçus avec ce ratio  $e'/e$ , deux bâtiments à Vancouver et deux bâtiments à Montréal, un des bâtiments respectant la limite de 2 s sur la période utilisée pour le calcul des déplacements inter-étages (T) et l'autre non (T2).

Au total, 28 bâtiments ont été retenus. Leurs caractéristiques sont présentées au tableau 5-1.

Tableau 5-1 : Choix des conceptions pour l'analyse spectrale

Paramètre :  Conception	Ville		Conception				Nombre d'étages			Ratio e/L			Largeur cadre		T ou T2	
	Montréal	Vancouver	EBFM	EBFC-rotulé	EBFC-résist	EBFM-eprime	5	10	15	5%	10%	15%	7,5	9	T	T2
VAN-EBFM-5-10%-7,5	X		X				X			X			X			
VAN-EBFC-5-10%-7,5-rotulé	X			X			X			X			X			
VAN-EBFC-5-10%-7,5-résist	X				X		X			X			X			
VAN-EBFM-10-15%-9-T	X		X					X			X		X		X	
VAN-EBFM-10-15%-9-T2	X		X					X			X		X			X
VAN-EBFC-10-15%-9-rotulé-T	X			X				X			X		X		X	
VAN-EBFC-10-15%-9-rotulé-T2	X			X				X			X		X			X
VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T	X				X			X			X		X		X	
VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T2	X				X			X			X		X			X
VAN-EBFM-15-15%-9-T	X		X						X		X		X		X	
VAN-EBFM-15-15%-9-T2	X		X						X		X		X			X
VAN-EBFC-15-15%-9-rotulé-T	X			X				X			X		X		X	
VAN-EBFC-15-15%-9-rotulé-T2	X			X				X			X		X			X
VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T	X				X			X			X		X		X	
VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T2	X				X			X			X		X			X
MTL-EBFM-5-5%-7,5	X		X				X			X			X			
MTL-EBFC-5-5%-7,5-rotulé	X			X			X			X			X			
MTL-EBFC-5-5%-7,5-résist	X				X		X			X			X			
MTL-EBFM-15-10%-9-T	X		X					X		X			X		X	
MTL-EBFM-15-10%-9-T2	X		X					X		X			X			X
MTL-EBFC-15-10%-9-rotulé-T	X			X				X		X			X		X	
MTL-EBFC-15-10%-9-rotulé-T2	X			X				X		X			X			X
MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T	X				X			X		X			X		X	
MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T2	X				X			X		X			X			X
VAN-EBFM-15-15%-9-T-eprime		X				X		X			X		X		X	
VAN-EBFM-15-15%-9-T2-eprime		X				X		X			X		X			X
MTL-EBFM-15-10%-9-T-eprime	X					X		X		X			X		X	
MTL-EBFM-15-10%-9-T2-eprime	X					X		X		X			X			X

## 5.2 Étude comparative des types de contreventements selon la méthode spectrale

### 5.2.1 Aperçu de l'analyse

La procédure décrite au chapitre 5.1 a été réutilisée pour l'analyse suivante. Le but de l'analyse complète est de comparer l'efficacité des structures de type EBFM par rapport aux EBFC-rot et EBFC-résist.

De manière générale, les structures de type EBFM sont les plus légères. Elles sont suivies par les structures de type EBFC-résist et, finalement, par les structures de type EBFC-rot. En effet, les structures de type EBFC-rot sont celles qui profitent le moins de la réduction des charges sismiques que l'analyse spectrale apporte.

Pour toutes les structures, une analyse est effectuée pour comparer les poids et les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  des conceptions MSE et SPEC. Ensuite, seulement pour les structures concernées, une deuxième analyse est effectuée pour comparer les conceptions respectant et ne respectant pas la limite sur la période utilisée pour le calcul des déplacements inter-étages.

Les bâtiments évalués dans l'analyse sont ceux présentés au tableau 5-1. Les détails de toutes les conceptions sont disponibles en annexe D.

### 5.2.2 Vancouver 5 étages

#### 5.2.2.1 Analyse MSE-SPEC

Le tableau 5-2 présente les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  des structures MSE et SPEC :

Tableau 5-2 : Ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  5 étages Vancouver

Étage	MSE-VAN-EBFM-5-10%-7,5	MSE-VAN-EBFC-5-10%-7,5-rot	MSE-VAN-EBFC-5-10%-7,5-résist	SPEC-VAN-EBFM-5-10%-7,5	SPEC-VAN-EBFC-5-10%-7,5-rot	SPEC-VAN-EBFC-5-10%-7,5-résist
5	0.96	0.84	0.96	0.97	1.00	0.99
4	0.98	0.97	0.97	0.98	0.97	0.99
3	1.00	0.91	0.99	0.96	0.95	0.96
2	0.98	0.93	0.98	0.99	0.96	0.98
1	0.99	0.95	0.98	1.00	0.96	0.99

Pour les bâtiments à contreventement excentrique conventionnel, la variation entre le poids des conceptions est attribuable à l'objectif de conception qui est d'obtenir un ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  uniforme et près de l'unité. Étant donné que la méthode spectrale distribue les efforts sismiques différemment que la méthode des forces statiques équivalentes, certains étages voient leur ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  diminuer alors qu'il augmente pour d'autres étages. De manière générale, une faible amélioration des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  est observée.

La Figure 5-4 montre les poids des structures conçues selon la méthode des forces statiques équivalentes et selon l'analyse spectrale.

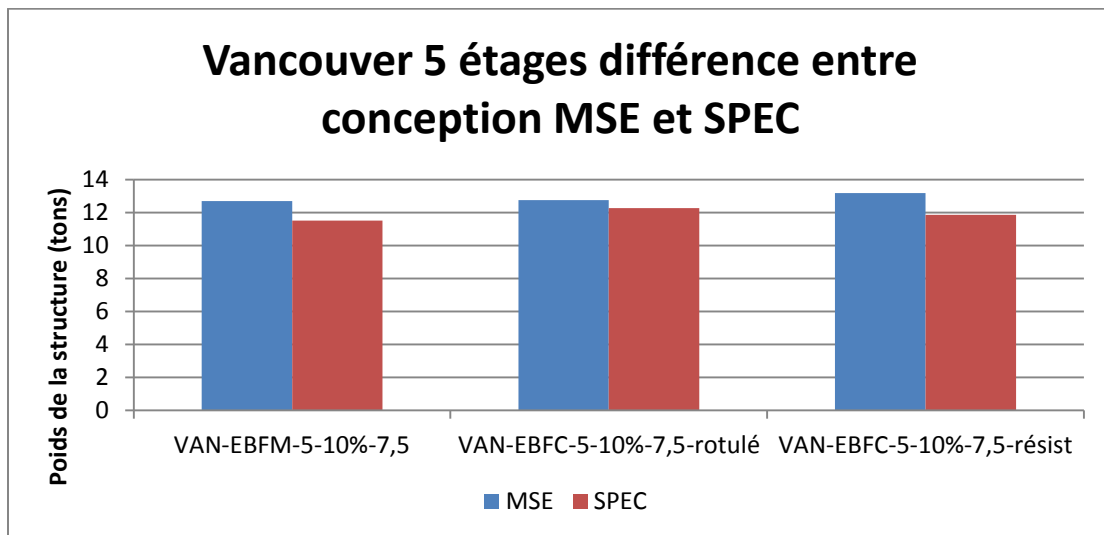


Figure 5-4 : Comparaison conception MSE-SPEC, Vancouver 5 étages



Pour l'analyse spectrale, la structure de type EBFM est la plus légère suivie de EBFC-resist et EBFC-rot. L'analyse spectrale a permis une économie d'acier est de 9,33% pour la conception EBFM, 3,8% pour EBFC-rot et de 10,13% pour EBFC-résist.

### 5.2.3 Vancouver 10 étages

#### 5.2.3.1 Analyse MSE-SPEC

Le Tableau 5-3 suivant montre les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  des structures de 10 étages à Vancouver :

Tableau 5-3 : Ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  10 étages Vancouver

Étage	MSE-VAN-EBFM-10-15%-9-T	MSE-VAN-EBFC-10-15%-9-rot -T	MSE-VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T	SPEC-VAN-EBFM-10-15%-9-T	SPEC-VAN-EBFC-10-15%-9-rot -T	SPEC-VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T	MSE-VAN-EBFM-10-15%-9-T2	MSE-VAN-EBFC-10-15%-9-rot -T2	MSE-VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T2	SPEC-VAN-EBFM-10-15%-9-T2	SPEC-VAN-EBFC-10-15%-9-rot -T2	SPEC-VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T2
10	0.55	0.21	0.55	0.28	0.10	0.29	0.55	0.21	0.55	0.28	0.10	0.29
9	0.99	0.61	0.99	0.87	0.50	0.90	0.98	0.60	1.00	0.87	0.50	0.90
8	0.96	0.88	0.96	0.99	0.75	1.00	0.95	0.88	0.96	0.99	0.75	1.00
7	0.87	0.71	0.88	1.00	0.93	0.92	0.99	0.70	1.00	1.00	0.93	0.92
6	0.91	0.84	0.91	1.00	0.71	1.00	0.91	0.84	0.91	1.00	0.71	1.00
5	0.97	0.97	0.90	0.96	0.79	0.96	0.96	0.96	0.89	0.96	0.79	0.96
4	0.99	0.94	0.94	0.93	0.88	0.92	0.99	0.93	0.98	0.93	0.88	0.92
3	0.99	0.89	1.00	0.95	0.96	0.95	0.98	0.89	0.99	0.95	0.96	0.95
2	0.99	0.93	0.97	0.98	0.92	0.97	1.00	0.93	0.98	0.98	0.92	0.97
1	0.95	0.97	0.96	1.00	0.99	1.00	0.99	0.96	1.00	1.00	0.99	1.00

Pour les bâtiments de 10 étages, les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  ont tendance à diminuer entre les conceptions par la méthode des forces statiques équivalentes et la méthode spectrale. Ceci est dû au fait que la redistribution des efforts sur la hauteur du bâtiment cause une diminution du cisaillement au 10<sup>e</sup> étage. Tel que mentionné dans le chapitre 3, le lien au 10<sup>e</sup> étage a été choisi non pas à cause des efforts de cisaillement dans le lien, mais pour respecter le critère sur le mode de plastification. Le lien devait avoir une longueur

inférieure à  $1,6M_p/V_p$  afin de s'assurer qu'il plastifie en cisaillement. En diminuant le  $V_{fl}$  au 10<sup>e</sup> étage et en conservant le même lien, le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  s'en trouve diminué.

La conception la plus légère est la conception EBFM et la plus lourde est la conception EBFC-rot. L'économie d'acier apportée par l'analyse spectrale est importante. Elle est de 13,30% pour la conception EBFM respectant le critère de période pour le calcul des déplacements inter-étages. La moins grande économie d'acier est 4,89% pour la conception EBFC-rot.

### 5.2.3.2 Conceptions SPEC-T et SPEC-T2

Il n'y a aucune différence pour le poids et pour les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  entre les conceptions SPEC-T et SPEC-T2. Ceci est dû au fait que les bâtiments sont considérés comme réguliers et que le cisaillement à la base est de  $0,8 \cdot V_{MSE}$ . Ce cisaillement à la base correspond à une période fondamentale d'environ 2,87 secondes. Étant donné que les structures de 10 étages ont une période fondamentale d'environ 2,5 secondes, le non-respect de critère de la période sur le calcul des déplacements inter-étages n'a aucun effet. C'est-à-dire qu'en ne respectant pas le critère de période, les déplacements inter-étages peuvent être calculés avec une période de 2,5 secondes. Cependant, étant donné la réduction des charges de l'analyse spectrale, les déplacements inter-étages sont déjà calculés avec une période équivalente à 2,87 secondes. La limite de 2 s n'a donc pas d'effets..

La figure 5-5 illustre la différence de poids entre les différentes conceptions :

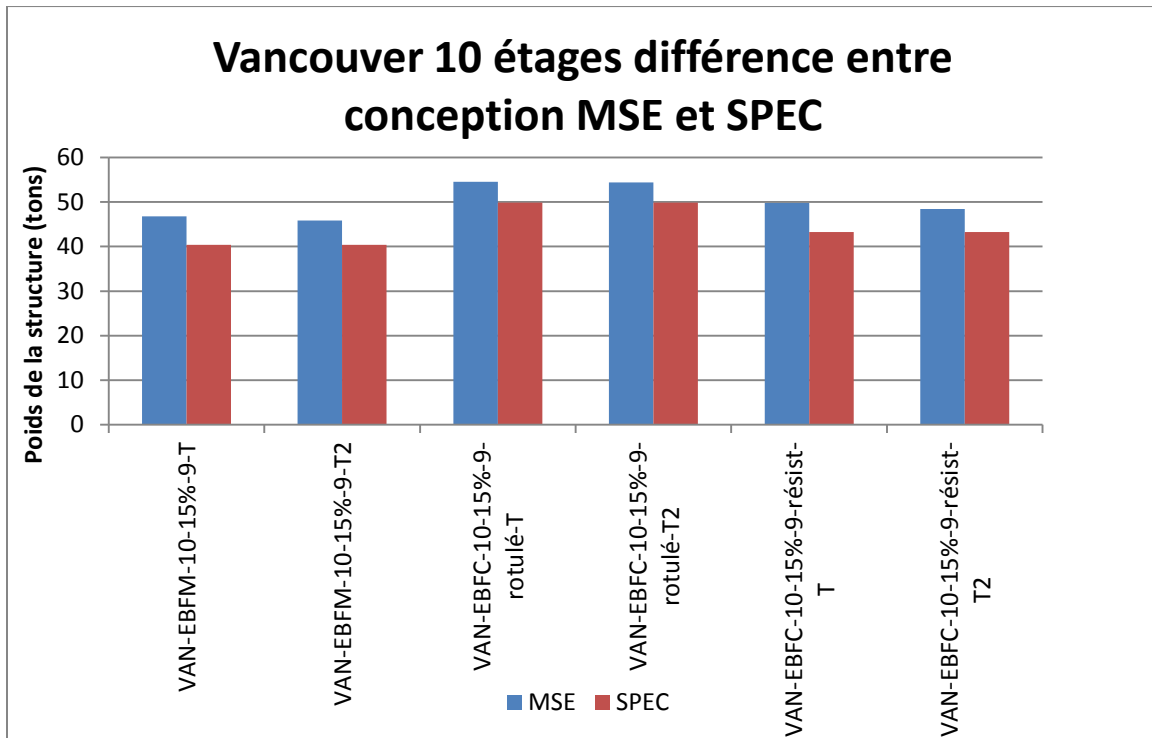


Figure 5-5 : Comparaison conception MSE-SPEC, Vancouver 10 étages

## 5.2.4 Vancouver 15 étages

### 5.2.4.1 Analyse MSE-SPEC

Le Tableau 5-4 suivant montre les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  des structures de 15 étages à Vancouver :

Tableau 5-4 : Ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  des structures de 15 étages Vancouver

Étage	MSE-VAN-EBFM-15-15%-9-T	MSE-VAN-EBFC-15-15%-9-rot -T	MSE-VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T	SPEC-VAN-EBFM-15-15%-9-T	SPEC-VAN-EBFC-15-15%-9-rot -T	SPEC-VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T	MSE-VAN-EBFM-15-15%-9-T2	MSE-VAN-EBFC-15-15%-9-rot -T2	MSE-VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T2	SPEC-VAN-EBFM-15-15%-9-T2	SPEC-VAN-EBFC-15-15%-9-rot -T2	SPEC-VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T2
15	0.73	0.28	0.73	0.34	0.13	0.34	0.73	0.28	0.73	0.33	0.13	0.34
14	0.90	0.48	0.89	0.98	0.57	0.98	0.98	0.74	0.89	0.97	0.56	0.98
13	0.93	0.67	0.95	0.93	0.83	0.93	0.98	0.66	0.95	1.00	0.82	1.00
12	0.91	0.85	0.91	0.99	0.67	0.99	0.91	0.84	0.91	0.96	0.99	0.96
11	0.92	0.90	0.95	0.96	0.78	0.96	0.98	0.89	0.95	0.92	0.75	0.92
10	0.94	0.94	0.95	0.95	0.88	0.95	1.00	0.92	0.96	0.91	0.84	0.91
9	0.95	0.95	0.92	0.99	0.97	0.96	0.99	0.92	0.92	1.00	0.93	1.00
8	0.96	0.96	0.96	1.00	0.95	0.94	0.97	0.93	0.96	0.98	0.90	0.97
7	0.94	0.75	0.97	0.99	0.91	0.93	1.00	0.96	0.96	0.99	0.97	0.98
6	0.97	0.80	0.97	1.00	0.97	0.99	1.00	0.78	0.96	1.00	0.93	0.98
5	0.97	0.84	0.97	0.99	0.93	0.90	0.99	0.82	0.96	0.98	0.98	0.96
4	0.95	0.86	0.99	0.96	0.98	0.96	1.00	0.85	0.97	1.00	0.94	0.92
3	0.97	0.88	0.99	0.97	0.95	0.93	0.99	0.87	0.98	0.97	0.98	0.97
2	0.98	0.89	0.99	0.99	0.97	0.97	0.99	0.88	0.98	0.97	0.93	0.95
1	0.97	0.97	0.99	1.00	0.90	0.98	1.00	0.94	0.96	1.00	0.87	0.99

Tel que mentionné dans la section 5.2.3, les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  ont tendance à diminuer dans le haut de la structure sous une analyse SPEC. Ceci est dû au fait que le lien du haut de la structure doit être sélectionné pour respecter le critère sur le mode de plastification ( $e \leq 1.6 M_p/V_p$ ).

L'ordre des bâtiments du plus léger au plus lourd demeure inchangé, c'est-à-dire EBFM, suivi de EBFC-résist et de EBFC-rot. Le poids des structures est disponible sur la Figure 5-6.

L'économie d'acier entre les deux méthodes d'analyse est encore plus importante pour les bâtiments de 15 étages que pour les autres bâtiments à l'étude. Ceci suggère que l'économie pourrait être encore plus importante pour les bâtiments plus élevés que 15 étages puisque les déplacements inter-étages ont

tendance à augmenter avec la hauteur du bâtiment et la méthode des forces statiques équivalentes à tendance à les surévaluer.

#### 5.2.4.2 Analyse SPEC-T-SPEC-T2

Il y a aussi une économie d'acier entre les conceptions spectrales T et T2. Elle est toutefois plus faible que l'économie d'acier entre les conceptions MSE et SPEC. Elle est de 3,16% pour la conception EBFM, de 4,55% pour la conception EBFC-rot et de 4,81% pour la conception EBFC-résist. Même en ayant des pourcentages de réduction supérieurs à celui de la conception EBFM, les conceptions conventionnelles ne deviennent pas plus légères que la conception modulaire.

Plus le bâtiment est élevé, plus grand est le nombre d'étages où la limite sur les déplacements inter-étages sismique ou la rotation inélastique gouverne. Une bonne partie de ce déplacement inter-étages provient de l'augmentation des déformations de flexion du cadre, car ces déformations augmentent beaucoup plus rapidement que le déplacement inter-étages en cisaillement du cadre. Ceci laisse aussi croire que l'écart entre les conceptions T et T2 devrait augmenter davantage pour des structures plus hautes que 15 étages..

La Figure 5-6 illustre l'écart de poids entre les types de conception.

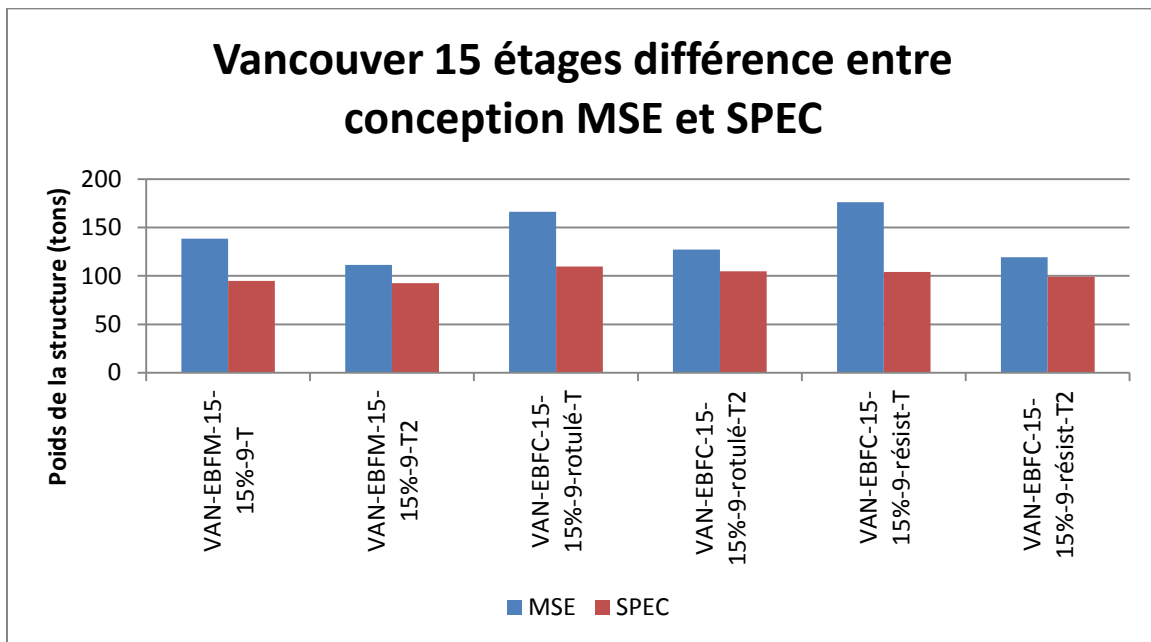


Figure 5-6 : Comparaison conception MSE-SPEC, Vancouver 15 étages

## 5.2.5 Montréal 5 étages

### 5.2.5.1 Analyse MSE-SPEC

Le Tableau 5-5 suivant montre les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  des structures de 5 étages à Montréal :

Tableau 5-5 : Ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  5 étages Montréal

Étage	MSE-MTL-EBFM-5-5%-7,5	MSE-MTL-EBFC-5-5%-7,5-rot	MSE-MTL-EBFC-5-5%-7,5-résist	SPEC-MTL-EBFM-5-5%-7,5	SPEC-MTL-EBFC-5-5%-7,5-rot	SPEC-MTL-EBFC-5-5%-7,5-résist
5	0.37	0.53	0.63	0.5	0.44	0.5
4	0.92	0.74	0.90	0.97	0.95	0.97
3	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.97
2	0.97	0.97	0.97	0.99	0.99	0.96
1	0.95	0.94	0.94	0.93	0.94	0.99

Les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  sont moins élevés à Montréal qu'à Vancouver puisque les efforts sont moins élevés à Montréal. C'est-à-dire que les efforts au 5<sup>e</sup> étage de Montréal sont tellement faibles que plutôt que de prendre le profilé le mieux ajusté pour reprendre l'effort de cisaillement, il faut prendre le profilé le plus petit disponible respectant le mode de plastification en cisaillement. Cela cause un mauvais ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  au 5<sup>e</sup> étage qui fait diminuer la moyenne du bâtiment.

Les bâtiments de 5 étages de Montréal se comportent comme les bâtiments de 5 étages de Vancouver, à l'exception que les charges sismiques sont beaucoup moins importante à Montréal. La conception SPEC et MSE la plus légère est la EBFM, suivi de la EBFC-résist et de la EBFC-rot.

La Figure 5-7 illustre l'écart de poids entre les conceptions.

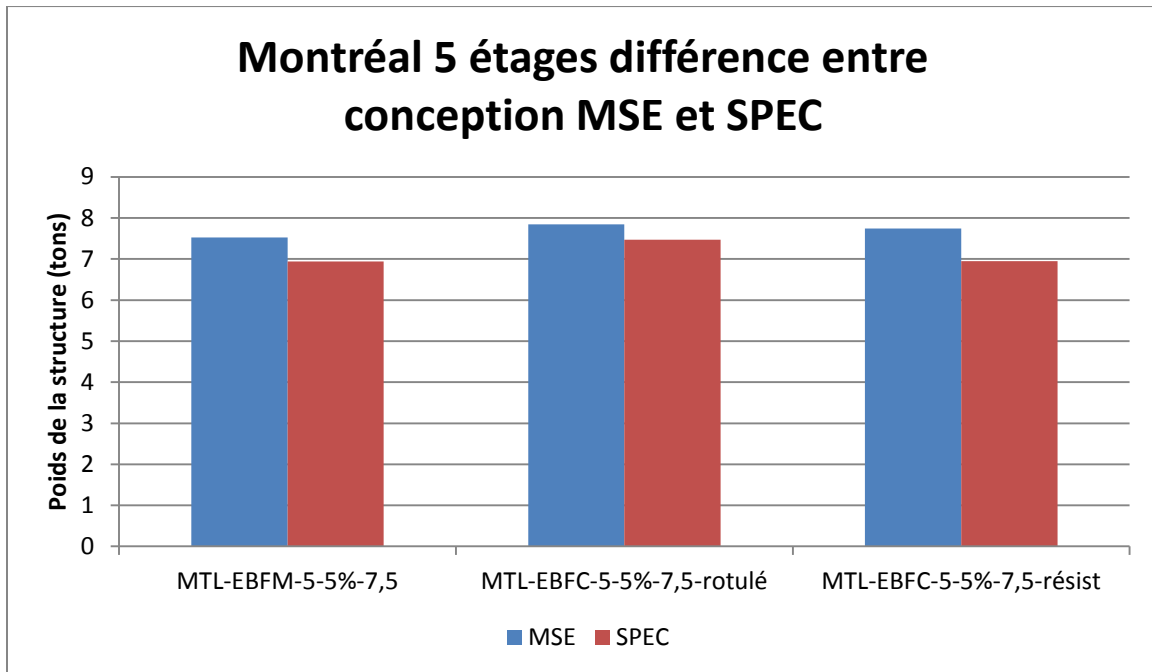


Figure 5-7 : Comparaison conception MSE-SPEC, Montréal 5 étages

## 5.2.6 Montréal 15 étages

### 5.2.6.1 Analyse MSE-SPEC

Le Tableau 5-6 suivant montre les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  des structures de 15 étages à Montréal :

Tableau 5-6 : Ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  15 étages Montréal

Étage	MSE-MTL-EBFM-15-10%-9-T	MSE-MTL-EBFC-15-10%-9-rot -T	MSE-MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T	SPEC-MTL-EBFM-15-10%-9-T	SPEC-MTL-EBFC-15-10%-9-rot -T	SPEC-MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T	MSE-MTL-EBFM-15-10%-9-T2	MSE-MTL-EBFC-15-10%-9-rot -T2	MSE-MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T2	SPEC-MTL-EBFM-15-10%-9-T2	SPEC-MTL-EBFC-15-10%-9-rot -T2	SPEC-MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T2
15	0.35	0.28	0.35	0.22	0.17	0.21	0.34	0.27	0.34	0.22	0.17	0.21
14	0.69	0.55	0.69	0.58	0.46	0.58	0.62	0.50	0.63	0.56	0.45	0.56
13	0.89	0.80	0.89	0.79	0.64	0.79	0.87	0.71	0.79	0.76	0.61	0.76
12	0.86	0.77	0.86	0.64	0.68	0.65	0.75	0.81	0.75	0.61	0.66	0.61
11	0.87	0.81	0.87	0.57	0.66	0.63	0.69	0.82	0.78	0.59	0.63	0.60
10	0.85	0.85	0.85	0.58	0.60	0.55	0.74	0.76	0.76	0.52	0.57	0.52
9	0.68	0.77	0.79	0.47	0.53	0.48	0.61	0.68	0.71	0.44	0.49	0.45
8	0.68	0.60	0.76	0.51	0.41	0.52	0.67	0.52	0.69	0.48	0.38	0.49
7	0.68	0.65	0.68	0.51	0.44	0.52	0.63	0.57	0.61	0.48	0.41	0.49
6	0.67	0.69	0.73	0.47	0.48	0.48	0.60	0.61	0.65	0.45	0.44	0.44
5	0.65	0.69	0.63	0.51	0.48	0.51	0.64	0.61	0.55	0.48	0.45	0.48
4	0.65	0.66	0.66	0.50	0.48	0.50	0.60	0.58	0.58	0.47	0.45	0.47
3	0.64	0.65	0.64	0.49	0.48	0.50	0.57	0.57	0.57	0.46	0.46	0.47
2	0.58	0.58	0.58	0.47	0.46	0.49	0.52	0.52	0.52	0.44	0.44	0.45
1	0.57	0.58	0.58	0.50	0.49	0.52	0.52	0.53	0.52	0.47	0.48	0.49

Tout comme les conceptions statiques équivalentes, les conceptions spectrales à Montréal sont les plus compliquées de toutes les conceptions effectuées. En effet, les conceptions SPEC-T sont gouvernées par les déplacements inter-étages de vent dans les étages supérieurs et par le critère de stabilité dans les étages inférieurs. Les conceptions SPEC-T2 sont gouvernées par les déplacements inter-étages de vent sur toute la hauteur du bâtiment. Également, les efforts de vent latéraux force la sélection de lien plus gros que nécessaire pour les étages 1 à 12. Pour les autres étages, les liens ont une capacité en cisaillement plus beaucoup plus élevé que l'effort de cisaillement sismique afin de pouvoir respecter le critère de mode de défaillance du lien. C'est-à-dire que la longueur du lien doit être moins grande de  $1,6M_p/V_p$ . Cela contribue à donner aux conceptions spectrales de Montréal les moins bonnes moyennes du ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  de toutes les conceptions de cette étude.



Il y a une diminution du poids entre les conceptions statiques équivalentes et les conceptions spectrales pour tous les bâtiments. La réduction de poids est tout de même très inférieure aux autres conceptions de cette étude. Pour la conception SPEC-T du bâtiment EBFM, elle est de 6,5%, pour le bâtiment EBFC-rot, elle est de 3,3% et pour le bâtiment EBFC-résist, elle est de 0,8%. Pour toutes les conceptions, l'analyse spectrale a eu un effet contraignant pour le critère de stabilité. En effet, en diminuant les efforts de cisaillement à chaque étage, le critère de stabilité était atteint avec un déplacement inter-étages plus petit. Le critère de stabilité est le facteur  $U_2$ , calculé à l'aide de l'équation 2-19, doit être inférieur à 1,4. Les faibles réductions de poids sont attribuables à l'importance des charges de vent pour la conception des liens. En effet, la diminution des charges sismique de l'analyse spectrale n'a pas d'effet sur le dimensionnement des liens si ce lien doit être conçu pour reprendre les efforts de vent. À Montréal, la conception des liens du 1<sup>er</sup> au 12<sup>e</sup> étage était gouvernée par les efforts de vent.

### 5.2.6.2 SPEC-T SPEC-T2

Il y a moins de 0,1% d'écart entre le poids des structures MSE-T2 et SPEC-T2. Cela est dû au fait que les structures MSE-T2 étaient déjà gouvernées sur toutes la hauteur par les déplacements inter-étages de vent. Modifier les efforts sismiques par l'analyse sismique n'a presque aucun effet sur le résultat final.

La Figure 5-8 illustre l'écart de poids entre les types de conception.

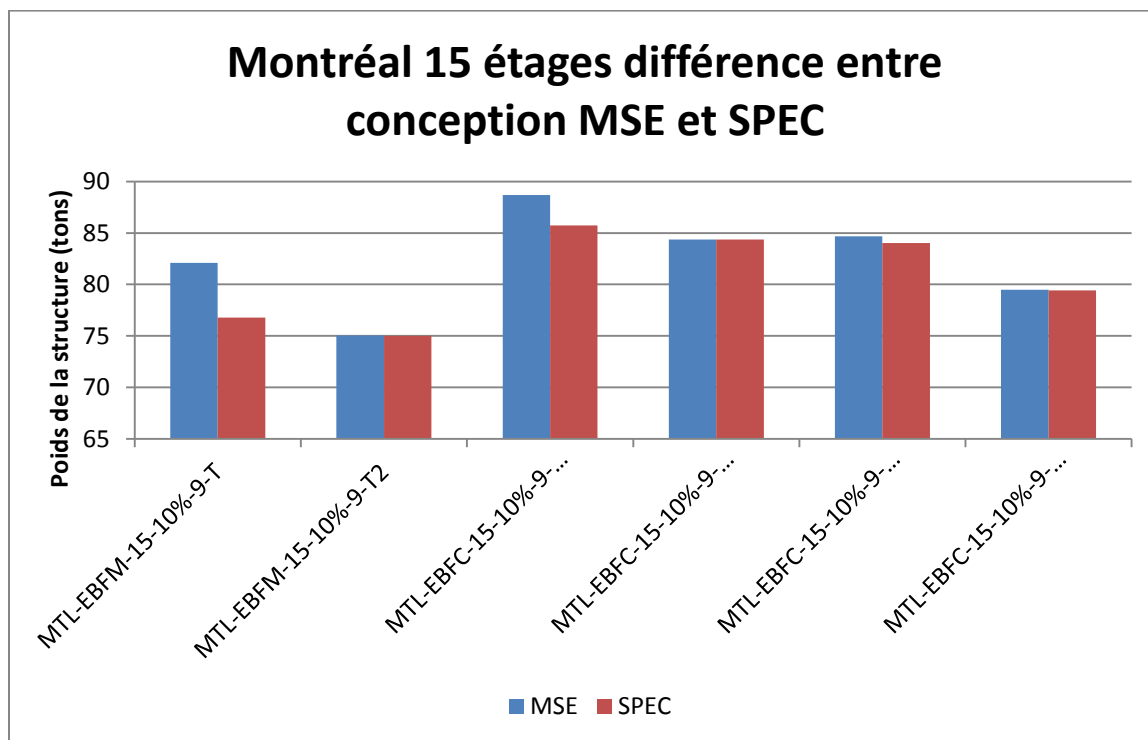


Figure 5-8 : Comparaison conception MSE-SPEC, Montréal 15 étages

### 5.2.7 Conceptions $e'$

Étant donné que les structures de type EBFM permettent une géométrie où la longueur du lien, «  $e$  », peut être différente de l'espacement entre les diagonales, «  $e'$  », il a été jugé important d'inclure quelques exemples de ces structures (conception  $e'$ ) dans l'analyse. Tout d'abord, comme mentionné au chapitre 4, il faut se rappeler que les conceptions «  $e'$  » sont toujours plus lourdes que les conceptions où il n'y a pas de contraintes géométriques forçant l'utilisation d'un espacement entre les diagonales plus grand que la longueur du lien. Dans le cas où une contrainte géométrique oblige à augmenter l'espacement entre les diagonales, la solution la plus économique est cependant celle où on maintient la longueur du lien inférieure à l'espacement des diagonales, et non pas celle où on augmente à la fois la longueur du lien et l'espacement des diagonales pour avoir  $e = e'$ .

Pour cette analyse, il a été décidé, basée sur les conclusions du chapitre 4 que «  $e'$  » serait égal à une fois et demie la longueur de «  $e$  ». De nouvelles analyses selon la méthode des forces statiques équivalente et selon la méthode spectrale ont été effectuées. Le Tableau 5-7 suivant montre les ratios  $V_{IL}/V_{IL}$  des conceptions « eprime » selon la méthode des forces statiques équivalentes et la méthode spectrale :

Tableau 5-7 : Ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  des conceptions « e' »

Étage	MSE-VAN-EBFM-15-15%-9-T-eprime	MSE-VAN-EBFM-15-15%-9-T2-eprime	SPEC-VAN-EBFM-15-15%-9-T-eprime	SPEC-VAN-EBFM-15-15%-9-T2-eprime	MSE-MTL-EBFM-15-15%-9-T-eprime	MSE-MTL-EBFM-15-15%-9-T2-eprime	SPEC-MTL-EBFM-15-15%-9-T-eprime	SPEC-MTL-EBFM-15-15%-9-T2-eprime
15	0.73	0.73	0.34	0.33	0.36	0.34	0.22	0.22
14	0.99	0.99	0.98	0.96	0.70	0.62	0.58	0.57
13	0.99	0.99	0.93	1.00	0.89	0.58	0.52	0.51
12	0.92	0.91	0.98	0.96	0.73	0.79	0.62	0.61
11	0.99	0.98	0.96	0.92	0.72	0.68	0.51	0.49
10	0.98	0.99	0.96	0.92	0.69	0.68	0.54	0.52
9	0.95	1.00	1.00	0.95	0.70	0.67	0.46	0.45
8	0.99	0.97	0.96	0.99	0.69	0.67	0.47	0.45
7	0.99	1.00	0.99	0.99	0.63	0.55	0.43	0.42
6	0.98	1.00	0.99	0.97	0.67	0.59	0.47	0.45
5	0.99	1.00	1.00	0.99	0.65	0.57	0.46	0.44
4	0.97	0.98	0.98	1.00	0.66	0.57	0.47	0.46
3	0.98	0.99	0.99	0.99	0.57	0.50	0.43	0.42
2	0.96	1.00	0.99	0.98	0.59	0.51	0.45	0.44
1	0.97	0.98	0.99	0.99	0.52	0.46	0.44	0.42

Comme les conceptions « standard » vues précédemment, les conceptions « e' » affichent une réduction de leurs ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  dans le haut de la structure, cette réduction étant causée par une sélection du lien gouvernée par des critères autres que la résistance en cisaillement du lien.

Sur la figure 5-9, on voit que l'utilisation de l'analyse spectrale pour les conceptions « e' » permet aussi une économie d'acier par rapport à la méthode MSE. L'économie est plus grande à Vancouver puisque les charges sismiques y sont plus importantes. Il y a une économie entre les conceptions SPEC-T et SPEC-T2, mais elle est aussi plus faible que l'économie entre les conceptions MSE et SPEC.

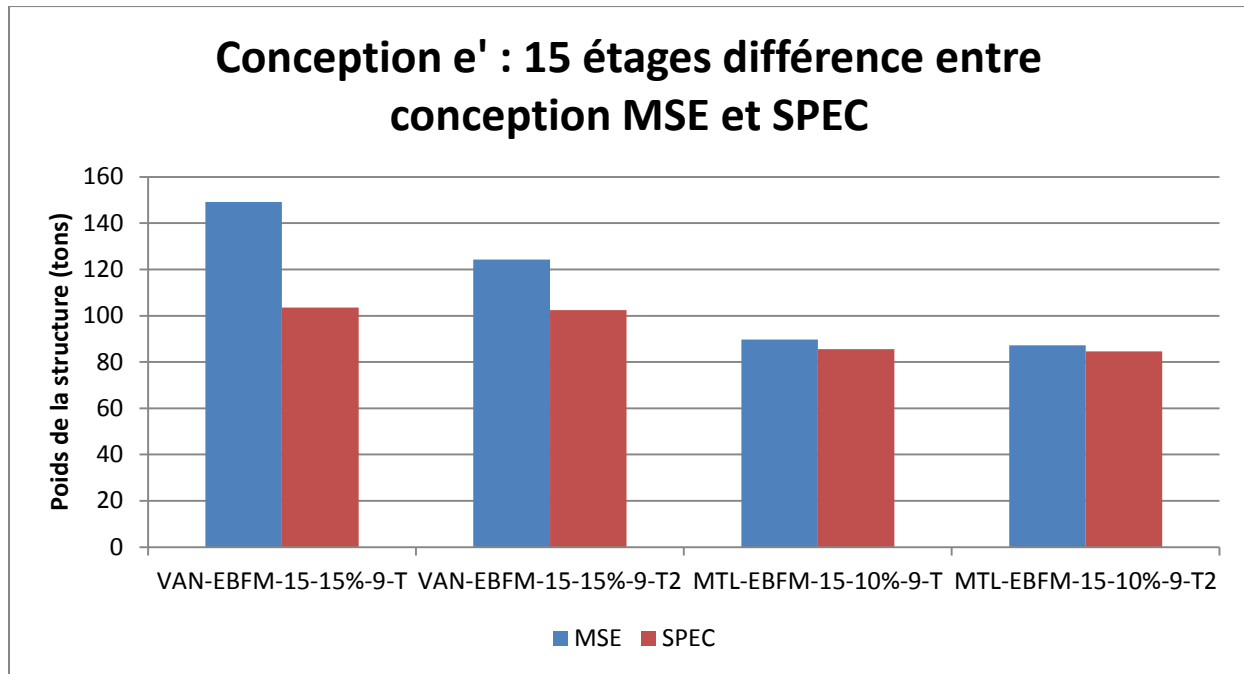


Figure 5-9 : Comparaison conception MSE-SPEC, conception e' 15 étages.

## 5.2.8 Conclusion

### 5.2.8.1 Comparaison analyse MSE et SPEC

Dans tous les cas, l'analyse spectrale conduit à une réduction substantielle du poids de la structure. La réduction de poids est plus importante pour les bâtiments où les critères sismiques gouvernaient la conception de plusieurs étages. Ces critères sont les efforts sismiques dans les liens, les déplacements inter-étages sismiques, la rotation inélastique du lien et les critères de stabilité. L'analyse spectrale a moins d'impact sur les structures qui sont contrôlées par d'autres états limites. Ceci est le cas pour les bâtiments de Montréal où les efforts dus au vent dans les liens et les déplacements inter-étages dus au vent sont très importants par rapport aux charges sismiques. L'analyse spectrale donne des réductions de poids considérables pour les grands bâtiments à Vancouver.

De manière générale, l'analyse spectrale a tendance à diminuer le ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  aux derniers étages et aux étages où la conception des liens est gouvernée par les efforts de vent. Pour les autres cas, les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  peuvent aussi bien augmenter que diminuer, dépendamment de l'effort sismique  $V_{fl}$  et des sections disponibles.

Les structures « e' » se comportent similairement à leur contrepartie où l'espacement entre les diagonales et la longueur du lien sont égaux. C'est-à-dire que les conceptions spectrales ont permis de réduire le

poids des structures par rapport aux conceptions conçues selon la méthode statique équivalente et que le ratio  $V_{IL}/V_{rL}$  diminue légèrement à cause des étages les plus élevés.

### 5.2.8.2 Comparaison analyse T et T2

Pour les bâtiments de 10 étages, un cisaillement à la base de  $0,8 \cdot V_{MSE}$  correspond à un cisaillement à une période d'environ 2,87 secondes. Les bâtiments de 10 étages ont une période fondamentale près de 2,5 secondes. Étant donné que les déplacements inter-étages sont majorés jusqu'à  $0,8 \cdot V_{MSE}$ , qui correspond à une période fondamentale de 2,87 secondes, il n'y a aucune différence entre les conceptions « T », respectant la limite supérieure de la période à utiliser pour le calcul des déplacements inter-étages, et « T2 », ne respectant pas ce même critère, pour les bâtiments de 10 étages de cette analyse

Pour les bâtiments de 15 étages, la redistribution des efforts sur la hauteur lors de l'analyse spectrale ainsi que la réduction des efforts à  $0,8 V_{MSE}$  permettent la plus grande réduction du poids de la structure. Pour les bâtiments de 15 étages à Vancouver, il y a une réduction entre les conceptions « T » et « T2 ». Celle-ci est principalement due à la réduction des déplacements inter-étages sismiques, des rotations inélastiques du lien et du facteur  $U_2$ .

La réduction de poids pour les bâtiments de 15 étages à Montréal n'est pas aussi grande que celle des bâtiments de Vancouver. Ceci est dû au fait que des états limites non-sismiques contrôlent à plus d'étages pour les structures de Montréal. Les états limites non sismiques sont les efforts ultimes dus au vent dans les liens et les déplacements inter-étages dus au vent en service.

Il est bon de rappeler que les structures de cette section ont été conçues avec les hypothèses erronées posées au chapitre 3 afin de pouvoir les comparer aux conceptions conçues précédemment avec la méthode des forces statiques équivalente. La section suivante porte sur des conceptions ne comprenant pas ces erreurs.

## 5.3 Conception finale

### 5.3.1 Correction des erreurs de conceptions

Tel que mentionné en début de chapitre, quelques hypothèses posées au chapitre 3 comportaient des erreurs. Ces erreurs et les correctifs qui ont été apportés sont résumés ci-dessous :

- La charge de neige au toit pour Montréal avait aussi été utilisée pour les structures de Vancouver. La charge de neige au toit pour Vancouver est 1,82 kPa et cette valeur a été utilisée pour les conceptions finales de Vancouver.

- L'effet de la torsion accidentelle avait été surévalué pour toutes les conceptions. En effet, on avait supposé que chaque contreventement devait reprendre 60% de la charge sismique appliquée dans une direction, ce qui supposait que la torsion accidentelle était reprise par 2 contreventements alors qu'en réalité, elle est reprise par 4 contreventements (2 dans la direction de la charge et 2 dans la direction perpendiculaire). Comme les 4 contreventements sont placés à la même distance du centre du bâtiment et si on suppose que les contreventements dans les deux directions auront des rigidités latérales comparables, chaque contreventement peut être conçu pour reprendre 55% plutôt que 60% du cisaillement d'étage. Cette valeur réduite a été considérée dans les conceptions finales.
- Selon l'article [27.7.13.2] de la norme CSA S16-14, un moment égal à  $0,4 M_p$  doit être considéré pour la conception des colonnes dans les 2 étages supérieurs des contreventements. Dans les conceptions statiques équivalentes, on avait considéré un moment égal à  $0,2 M_p$  sur toute la hauteur des structures. Les moments plus élevés ont été considérés aux deux derniers étages dans la conception finale.
- Pour la vérification des effets du vent sur les structures, on avait utilisé pour le facteur  $U_2$  la même équation que celle qui est spécifiée pour la conception sismique (équation 2-19). Selon la norme S16, pour les effets du vent, on devait utiliser le facteur  $U_2$  basé sur un comportement élastique de la structure, tel que donné par les équations 2-20 et 2-21 pour les états limites ultimes et de service, respectivement. Cette erreur n'a pas influencé les conceptions pour Vancouver étant donné que les charges sismiques sont beaucoup plus importantes que les charges de vent à ce site. Cependant, les conceptions pour Montréal ont été affectées de façon importante par cette erreur. Les conceptions finales pour Montréal ont donc été reprises en utilisant les équations 2-20 et 2-21 pour le calcul de  $U_2$  pour les effets du vent.

### 5.3.2 Comparaison structure avec et sans erreurs

La description des structures qui ont été corrigées est donnée à la section 5.3.3.

Dans cette section, on présente brièvement l'influence que les corrections décrites à la section 5.3.1 ont eue sur la conception des structures.

Les modifications pour Vancouver sont relativement minimales. En effet, la neige n'influence pas beaucoup le poids sismique total et les effets des charges de gravité de la structure puisque seulement 25% de la charge de neige est considérée dans ces calculs. La modification des facteurs  $U_2$  pour le vent ne change

pas beaucoup les conceptions de Vancouver puisque les efforts de vent ne gouvernent jamais la sélection du lien et que les déplacements inter-étages de vent ne gouvernent qu'à quelques étages seulement des structures de 15 étages. Pour les conceptions T2, plus d'étages sont gouvernés par la limite sur les déplacements inter-étages dus au vent. La plus grande modification pour les structures localisées à Vancouver provient de la réduction des effets de la torsion accidentelle. Cette correction a fait diminuer les efforts et déplacements inter-étages sismiques. Cette modification a aussi donné lieu à une augmentation relative de l'importance des déplacements inter-étages dus au vent dans les conceptions.

À Montréal, le vent contrôlait déjà la conception réalisée aux chapitres 3 à 5. Comme les corrections amplifient les efforts dus au vent et diminuent les efforts sismiques, les conceptions « corrigées » donnent lieu à des structures plus lourdes que les conceptions « erronées ». Cela n'était pas le cas pour Vancouver. La Figure 5-10 montre les différences de poids de quelques structures de type EBFM à l'étude.

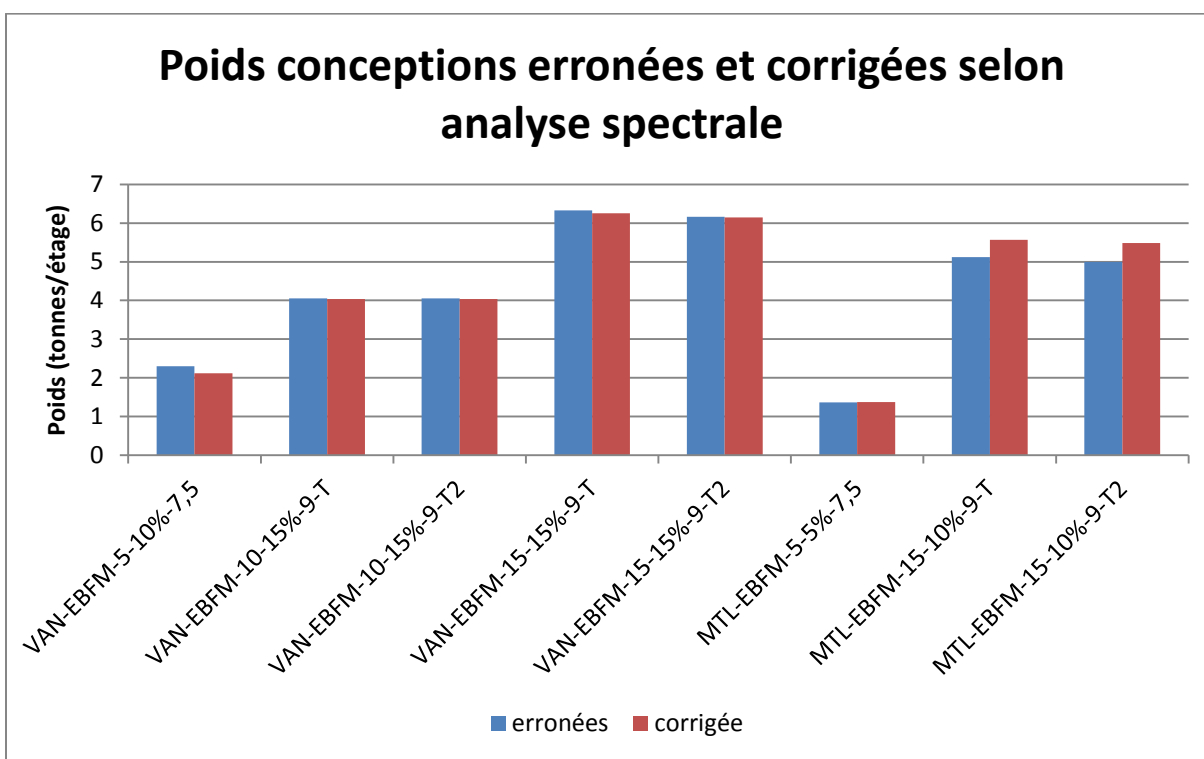


Figure 5-10 : Comparaison du poids des structures de type EBFM obtenues des conceptions « erronées » et « corrigées ».

La réduction des effets de la torsion sur les efforts sismiques aux deux sites a eu un impact sur les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$ . Les nouveaux rapports sont donnés à la section 5.3.3. La moyenne des ratios a diminué pour toutes les conceptions, principalement parce que les liens au dernier étage des structures n'ont pas pu être modifiés et que les efforts sismiques ont diminué. Pour les autres étages, une section de lien permettant de maintenir un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  proche de 1,0 a pu être sélectionnée. Pour Montréal, les ratios sont

généralement plus faibles parce qu'un plus grand nombre de liens sont gouvernés par les efforts dus au vent.

### 5.3.3 Conception corrigée

Les bâtiments qui ont été corrigés sont les mêmes bâtiments qui ont été présentés à la section 5.1.3. Ce sont ces structures qui seront évaluées avec les analyses dynamiques temporelles non linéaires au chapitre 6. Aux structures de la section 5.1.4, on a ajouté les contreventements suivants :

MTL-EBFM-10-10%

Montréal 15 étages  $R_d R_0 = 1,3$

Montréal 15 étages test

VAN-EBFM-5-10%-7,5-lien léger

VAN-EBFM-10-15%-9-lien léger

VAN-EBFM-15-15%-9-lien léger

Ces conceptions ont été ajoutées afin de vérifier certaines hypothèses :

- La structure de 10 étages à Montréal a été ajoutée afin de vérifier le comportement d'une structure de 10 étages à Montréal.
- La structure « Montréal 15 étage  $R_d R_0 = 1,3$  » a été ajoutée puisque, lors de la conception, l'article permettant de limiter les efforts de la conception par capacité aux efforts sismiques divisés par 1,3 n'avait pas été utilisé. Cette conception tient compte de cet article.
- La conception « Montréal 15 étages test » a été effectuée en minimisant l'écart type entre les valeurs des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$ . Ceci a été fait pour valider si un meilleur comportement pouvait être obtenu en limitant la variation du ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  sur la hauteur du bâtiment.
- Toutes les conceptions de type « lien léger » ont été ajoutées afin de pouvoir comparer le comportement sismique des structures conçues avec cette méthode à celui de structures obtenues de la conception « lien optimal ». Dans la section 5.4, on montre que la conception « lien léger » donne des structures plus lourdes que la conception « lien optimal » et il était intéressant de valider si les conceptions « lien optimal » se comportaient mieux. Les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  pour les conceptions « lien léger » sont montrés à la section 6.2.8.

Le détail des structures évaluées selon l'analyse temporelle non linéaire est disponible à l'annexe E. Puisque c'est le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  qui a influencé le plus la conception de ces structures, on présente à la Figure



5-11 à la Figure 5-16 les ratios obtenus pour toutes les conceptions qui seront soumises aux analyses dynamiques temporelles non linéaires. On s'attendait à ce que les conceptions avec des ratios  $V_{fL}/V_{rL}$  plus près de 1,0 et plus uniformes offrent un meilleur comportement sismique. On prévoyait aussi que l'étage où le ratio  $V_{fL}/V_{rL}$  est le plus élevé soit l'étage où les déformations plastiques seraient les plus importantes.

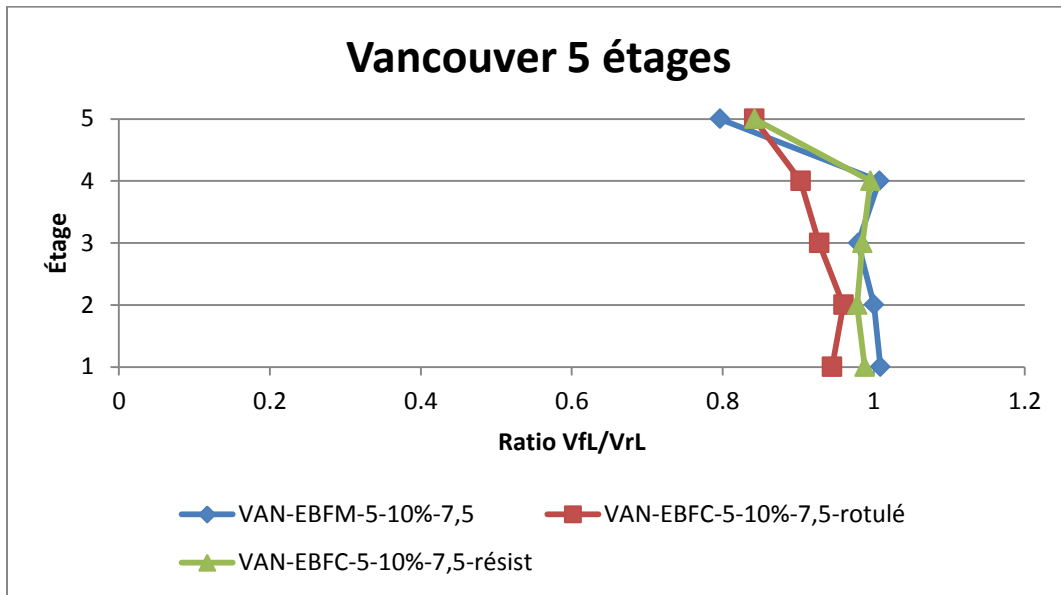
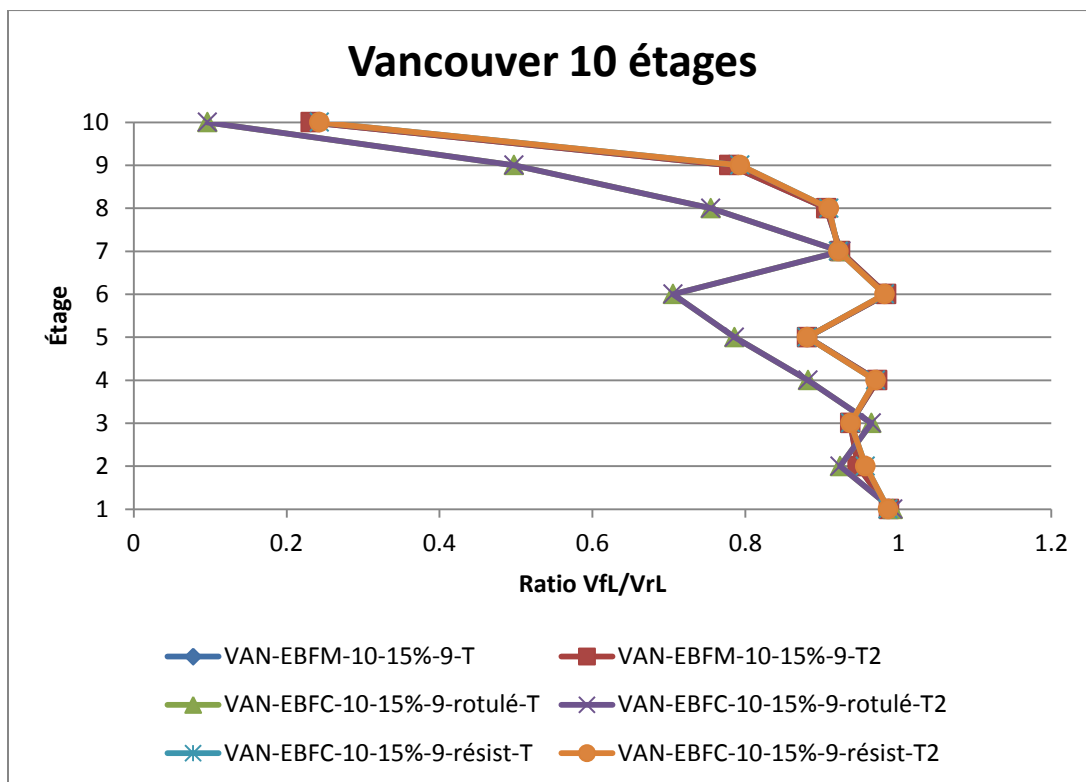
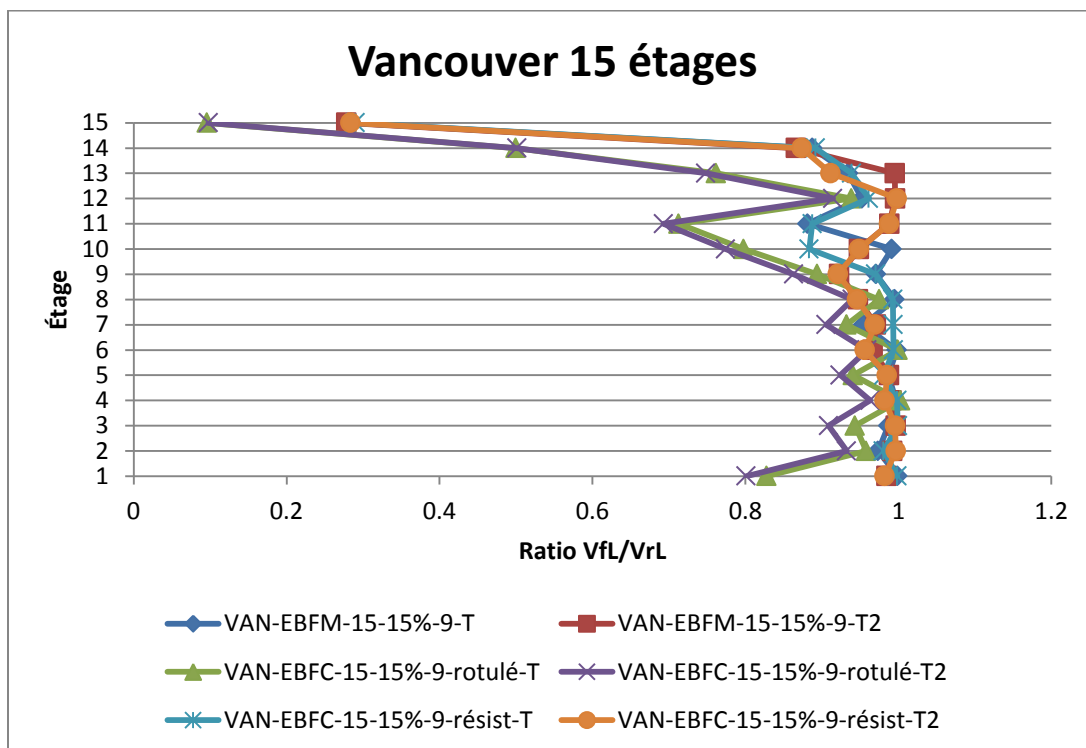
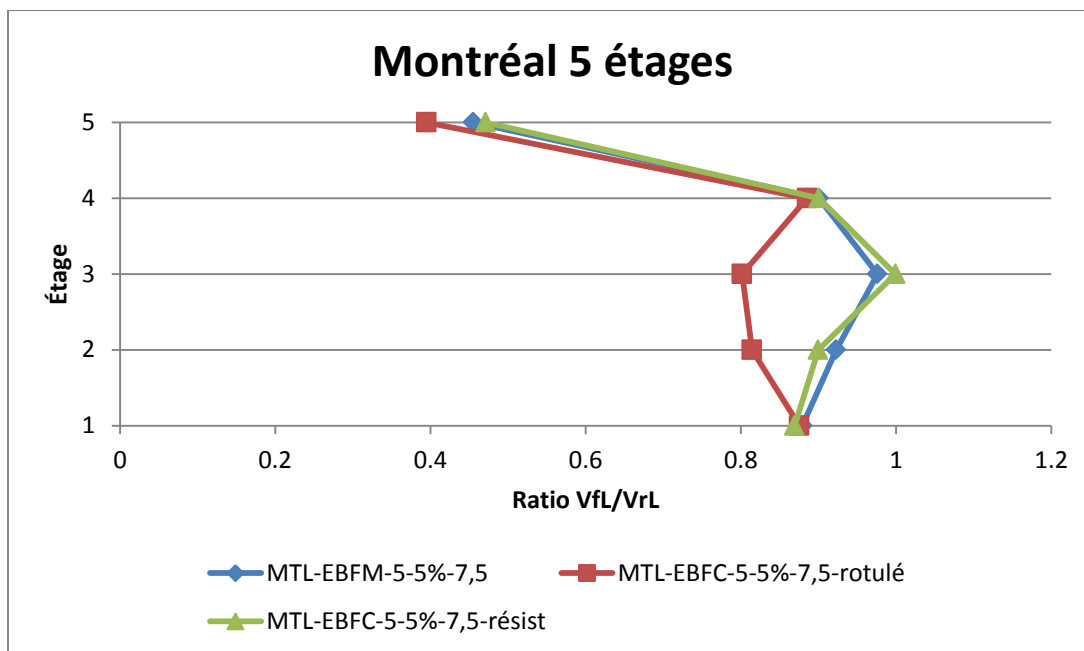
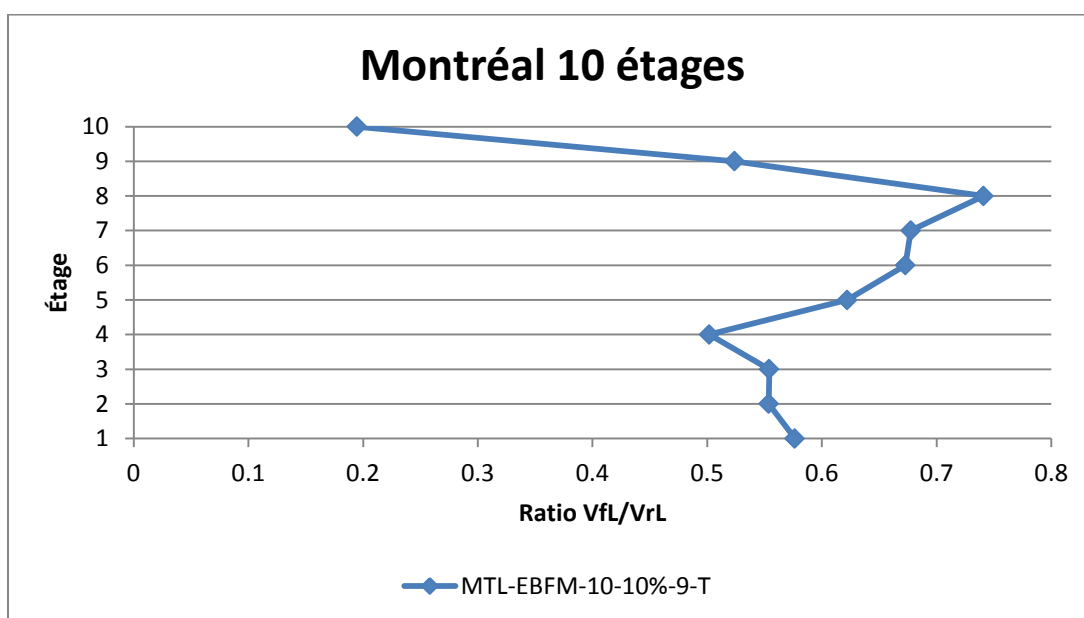
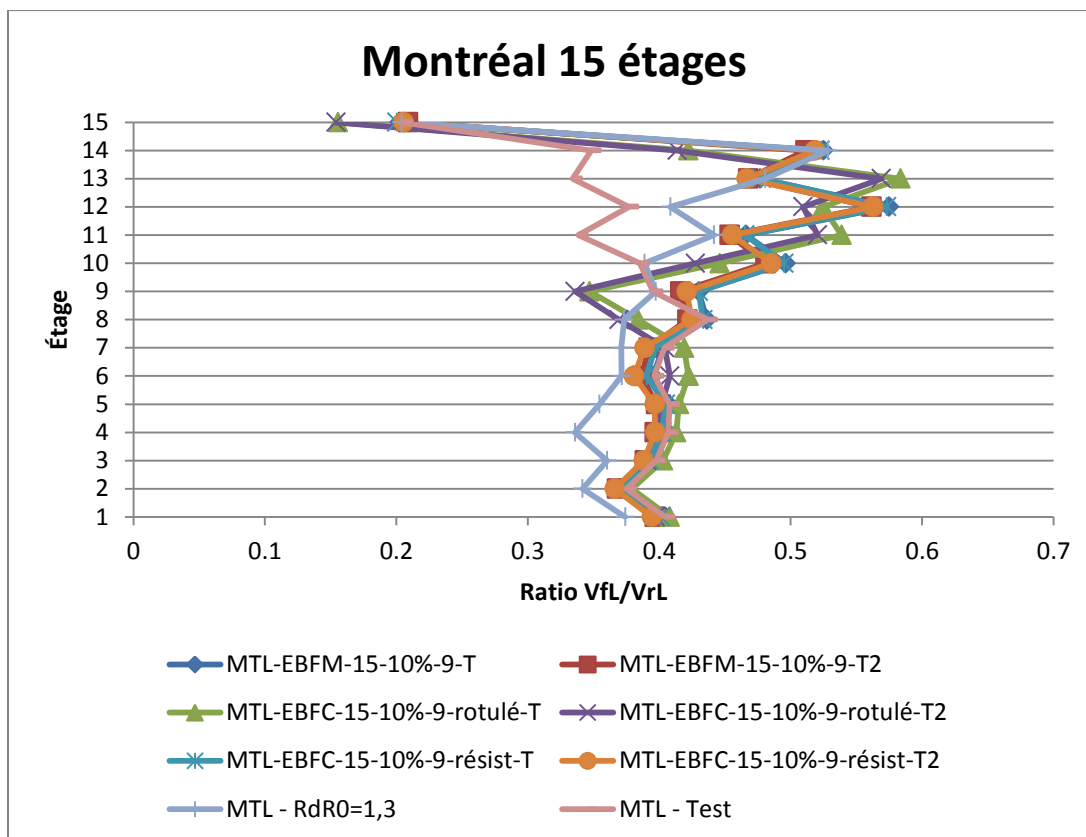
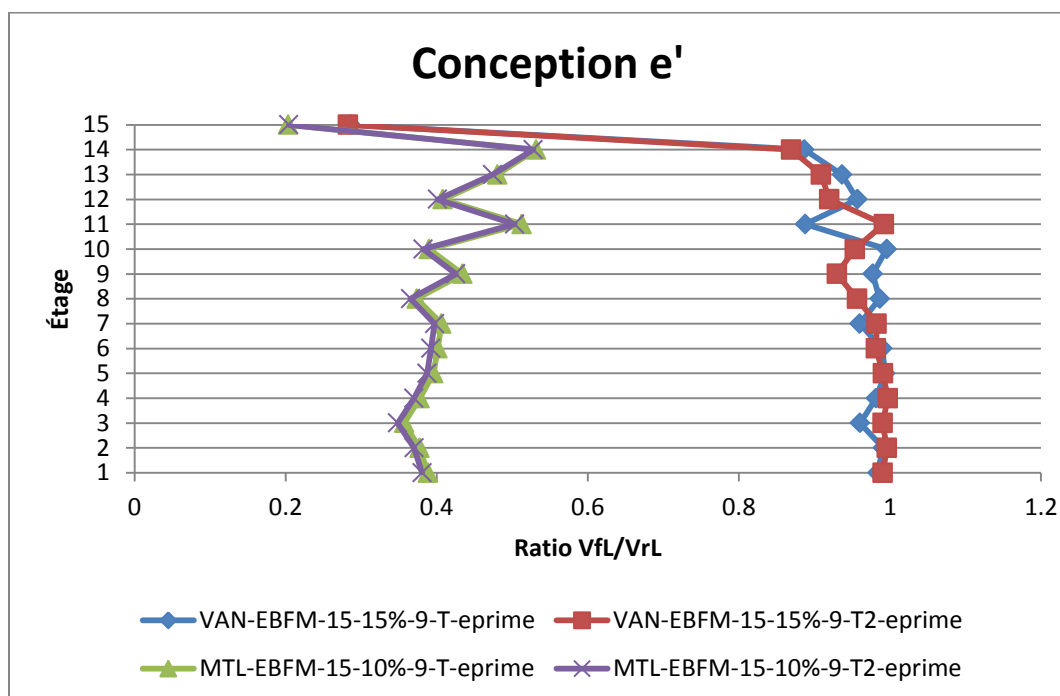


Figure 5-11 : Ratio  $V_{fL}/V_{rL}$  - Vancouver 5 étages

Figure 5-12 : Ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  - Vancouver 10 étagesFigure 5-13 : Ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  - Vancouver 15 étages

Figure 5-14 : Ratio  $V_{fL}/V_{rL}$  - Montréal 5 étagesFigure 5-15 : Ratio  $V_{fL}/V_{rL}$  - Montréal 10 étages

Figure 5-16 : Ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  - Montréal 15 étagesFigure 5-17 : Ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  - Conception e'

## 5.4 Analyse de l'influence du choix du lien sur le poids de la structure

### 5.4.1 Explication de l'analyse

Lors des précédentes analyses, le lien maximisant le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  parmi les 15 liens les plus légers respectant les conditions de longueur et de résistance a été choisi. Ces conceptions sont appelées « lien optimal » dans cette analyse. Ce choix permet d'avoir un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  plus constant et plus près de l'unité que si le lien le plus léger avait été choisi. Dans cette analyse, de nouvelles conceptions ont été effectuées en sélectionnant le lien le plus léger satisfaisant les critères de résistance. Ces conceptions sont désignées « lien léger ». Il est anticipé que des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  plus constants devraient contribuer à obtenir un comportement non linéaire plus uniforme de la structure. Le but de cette petite analyse est de voir laquelle des conceptions « lien léger » ou « lien optimal » donne la structure la plus économique.

Ces conceptions ont été effectuées avec les hypothèses erronées du chapitre 3.

### 5.4.2 Paramètre de l'analyse

Trois bâtiments ont été conçus pour cette analyse. Il s'agit des bâtiments avec contreventements excentriques modulaires de 5, 10 et 15 étages situés à Vancouver. Pour cette analyse, la limite de 2 s sur la période utilisée pour le calcul des déplacements inter-étages a été respectée. Les bâtiments ont été conçus selon la méthode des forces statiques équivalentes et la méthode spectrale.

#### 5.4.2.1 Bâtiments de 5 étages

On voit aux tableaux 5-8 et 5-9 que la conception « lien optimal » avec la méthode MSE donne un meilleur ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  et un poids réduit comparé à la conception « lien léger ». Les mêmes conclusions sont observables pour les conceptions du même bâtiment réalisées avec l'analyse spectrale aux tableaux Tableau 5-10 et Tableau 5-11. Dans ces conceptions, le choix des liens était gouverné par les charges sismiques et le choix des éléments du cadre à l'extérieur du lien était gouverné par la conception par capacité.

Tableau 5-8 : VAN 5 étages lien léger, MSE

MSE	lien léger	Poids = 12980kg		Ta = 1.03 s		T1 = 1.16 s	
étage	Lien	V <sub>fL</sub> /V <sub>rL</sub>	Poutre	Diagonale	Poteau	$\gamma_p$	Check $\gamma_p$
5	W250X32.7	0.96	W410X38.8	W150X29.8	W360X101	0.072	<0.08, OK
4	W460X60	0.96	W460X74	W250X49.1	W360X101	0.075	<0.08, OK
3	W530X74	0.99	W530X92	HSS254X254X9.5	W360X101	0.072	<0.08, OK
2	W610X92	0.93	W610X113	W310X86	W360X216	0.060	<0.08, OK
1	W690X125	0.95	W610X125	W250X101	W360X216	0.051	<0.08, OK

Tableau 5-9 : VAN 5 étages lien optimal, MSE

MSE	Lien optimal	Poids = 12696kg		Ta = 1.03 s		T1 = 1.18 s	
étage	Lien	V <sub>fL</sub> /V <sub>rL</sub>	Poutre	Diagonale	Poteau	$\gamma_p$	Check $\gamma_p$
5	W250X32.7	0.96	W410X38.8	W150X29.8	W360X101	0.067	<0.08, OK
4	W410X67	0.98	W460X74	W250X49.1	W360X101	0.071	<0.08, OK
3	W530X82	1.00	W530X92	W250X67	W360X101	0.067	<0.08, OK
2	W530X109	0.98	W610X113	W310X74	W360X216	0.061	<0.08, OK
1	W530X165	0.99	W610X125	W310X86	W360X216	0.053	<0.08, OK

Tableau 5-10 : VAN 5 étages lien léger, SPEC

SPEC	lien léger	Poids = 12381kg		Ta = 1.03 s		T1 = 1.19 s	
étage	Lien	V <sub>fL</sub> /V <sub>rL</sub>	Poutre	Diagonale	Poteau	$\gamma_p$	Check $\gamma_p$
5	W250X32.7	0.76	W410X38.8	W150X29.8	W360X101	0.062	<0.08, OK
4	W460X52	0.91	W530X66	W250X49.1	W360X101	0.065	<0.08, OK
3	W530X66	0.95	W610X82	HSS254X254X9.5	W360X101	0.063	<0.08, OK
2	W610X82	0.92	W610X101	W310X74	W360X216	0.059	<0.08, OK
1	W530X123	0.98	W610X113	W310X86	W360X216	0.047	<0.08, OK

Tableau 5-11 : VAN 5 étages lien léger, SPEC

SPEC	Lien optimal	Poids = 11511kg		Ta = 1.03 s		T1 = 1.24 s	
étage	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Poteau	$\gamma_p$	Check $\gamma_p$
5	W200X35.9	0.97	W360X32.9	W150X29.8	W310X86	0.062	<0.08, OK
4	W250X101	0.98	W530X66	W250X49.1	W310X86	0.065	<0.08, OK
3	W410X85	0.96	W610X82	W250X58	W310X86	0.063	<0.08, OK
2	W530X92	0.99	W530X101	W250X67	W360X196	0.059	<0.08, OK
1	W530X150	1.00	W610X113	W310X86	W360X196	0.047	<0.08, OK

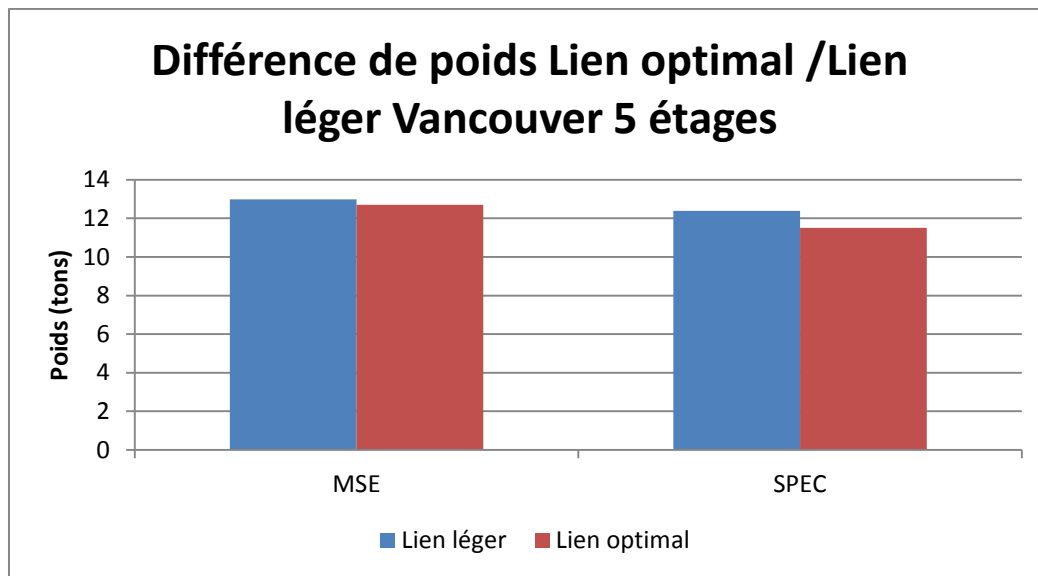


Figure 5-18 : Différence entre liens optimaux et lien léger sur le poids total 5 étages

#### 5.4.2.2 Bâtiment 10 étages

Les résultats des conceptions pour les bâtiments de 10 étages sont présentés aux Tableau 5-12, Tableau 5-13, Tableau 5-14 et Tableau 5-15. Les conclusions pour ces bâtiments sont les mêmes que pour les bâtiments de 5 étages. Les conceptions « lien léger » sont plus lourdes et ont de moins bons ratios  $V_{fL}/V_{rL}$  que les conceptions « lien optimal ». Tous les liens sont contrôlés par les efforts sismiques et tous les éléments du cadre sont contrôlés par la conception par capacité.

Tableau 5-12 : VAN 10 étages lien léger, MSE

MSE	Lien léger	Poids = 47795kg	Ta = 2.00 s			T1 = 2.14 s	
étage	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Poteau	$\gamma_p$	Check $\gamma_p$
10	W310X79	0.55	W530X82	W250X49.1	W150X37.1	0.060	<0.08, OK
9	W310X86	0.99	W530X82	W250X49.1	W150X37.1	0.073	<0.08, OK
8	W410X100	0.95	W610X113	W250X67	W310X143	0.067	<0.08, OK
7	W610X113	0.72	W760X161	W250X101	W310X143	0.056	<0.08, OK
6	W610X113	0.85	W760X161	W250X101	W360X262	0.056	<0.08, OK
5	W610X113	0.97	W760X161	W250X101	W360X262	0.055	<0.08, OK
4	W690X125	0.90	W840X176	W360X101	W360X421	0.050	<0.08, OK
3	W690X125	0.97	W840X176	W360X101	W360X421	0.047	<0.08, OK
2	W760X134	0.88	W840X193	W310X117	W360X634	0.038	<0.08, OK
1	W760X147	0.91	W920X201	W360X122	W360X634	0.033	<0.08, OK

Tableau 5-13 VAN 10 étages lien optimal, MSE

MSE	lien optimal	Poids = 46761kg	Ta = 2.00 s			T1 = 2.20 s	
étage	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Poteau	$\gamma_p$	Check $\gamma_p$
10	W310X79	0.55	W530X82	W250X49.1	W310X67	0.060	<0.08, OK
9	W310X86	0.99	W530X82	W250X49.1	W310X67	0.074	<0.08, OK
8	W360X110	0.96	W610X113	W250X67	W310X143	0.069	<0.08, OK
7	W410X132	0.87	W760X134	W310X86	W310X143	0.062	<0.08, OK
6	W460X144	0.91	W760X147	W310X86	W360X262	0.061	<0.08, OK
5	W610X113	0.97	W760X161	W250X101	W360X262	0.056	<0.08, OK
4	W610X125	0.99	W760X173	W360X101	W360X421	0.052	<0.08, OK
3	W610X155	0.99	W760X173	W360X101	W360X421	0.048	<0.08, OK
2	W610X140	0.99	W840X176	W310X107	W360X592	0.042	<0.08, OK
1	W610X195	0.95	W840X193	W360X122	W360X592	0.034	<0.08, OK



Tableau 5-14 : VAN 10 étages lien léger, SPEC

SPEC	Lien léger	Poids = 43356kg		Ta = 2.00 s		T1 = 2.28 s	
étage	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Poteau	$\gamma_p$	Check $\gamma_p$
10	W310X79	0.29	W530X82	W250X49.1	W150X37.1	0.038	<0.08, OK
9	W310X79	0.89	W530X82	W250X49.1	W150X37.1	0.058	<0.08, OK
8	W410X100	0.82	W610X113	W250X67	W310X143	0.055	<0.08, OK
7	W460X113	0.84	W690X125	W250X73	W310X143	0.054	<0.08, OK
6	W460X113	0.98	W690X125	W250X73	W360X237	0.054	<0.08, OK
5	W610X113	0.80	W760X161	W250X101	W360X237	0.044	<0.08, OK
4	W610X113	0.89	W760X161	W250X101	W360X382	0.042	<0.08, OK
3	W610X113	0.97	W760X161	W250X101	W360X382	0.040	<0.08, OK
2	W610X125	0.98	W760X173	W360X101	W360X551	0.037	<0.08, OK
1	W760X134	0.95	W840X193	W360X110	W360X551	0.032	<0.08, OK

Tableau 5-15 : VAN 10 étages lien optimal, SPEC

SPEC	Lien optimal	Poids = 40540kg		Ta = 2.00 s		T1 = 2.38 s	
étage	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Poteau	$\gamma_p$	Check $\gamma_p$
10	W310X79	0.28	W530X82	W250X49.1	W150X37.1	0.040	<0.08, OK
9	W310X79	0.87	W530X82	W250X49.1	W150X37.1	0.059	<0.08, OK
8	W310X107	0.99	W530X101	W250X58	W310X129	0.063	<0.08, OK
7	W310X129	1.00	W610X113	W250X67	W310X129	0.059	<0.08, OK
6	W410X114	1.00	W610X125	W250X73	W360X216	0.056	<0.08, OK
5	W410X132	0.96	W760X134	W310X86	W360X216	0.049	<0.08, OK
4	W460X144	0.93	W760X147	W310X86	W360X347	0.046	<0.08, OK
3	W610X113	0.95	W760X161	W250X101	W360X347	0.040	<0.08, OK
2	W460X158	0.98	W760X161	W250X101	W360X509	0.037	<0.08, OK
1	W460X193	1.00	W840X176	W310X107	W360X509	0.033	<0.08, OK

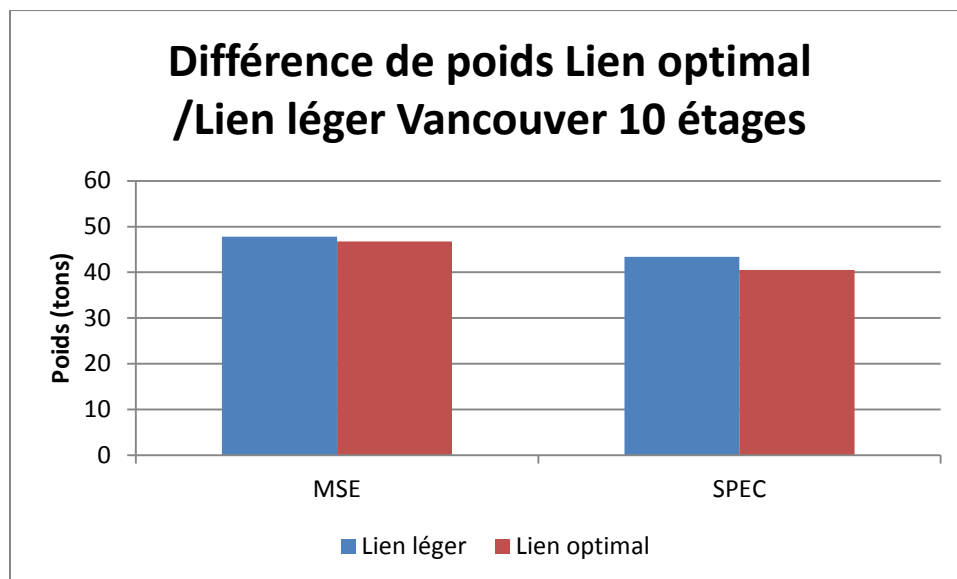


Figure 5-19 : Différence entre liens optimaux et lien léger sur le poids total 10 étages

#### 5.4.2.3 Bâtiment 15 étages

Le bâtiment de 15 étages a la particularité que le contrôle des rotations inélastiques gouverne le choix des éléments pour les conceptions MSE. En effet, les rotations aux derniers étages sont tellement importantes qu'elles influencent le choix des profilés sur toute la hauteur du bâtiment. Les colonnes aux premiers étages ont dû être grossies afin de contrôler les déformations de flexion du cadre aux derniers étages. Dans les Tableaux 5-16 et Tableau 5-17, même si seuls les étages supérieurs ont une rotation inélastique du lien égale à environ 0,08 rad, c'est la structure de tout le cadre qui a dû être modifiée afin de contrôler ces rotations.

Les détails des conceptions avec l'analyse spectrale « Lien léger » et « Lien optimal » sont décrits aux tableaux Tableau 5-18 et Tableau 5-19. Les conceptions SPEC ne souffrent pas du même problème que les conceptions MSE. La limite sur la rotation inélastique des liens gouverne aux étages 13 et 14, mais dans ce cas-ci, les rotations sont assez faibles et on a pu rencontrer la limite en n'augmentant que la section des diagonales aux étages problématiques. Cela veut dire que la conception par capacité a dominé la conception des diagonales et colonnes pour tous les autres étages et, comme il a été constaté pour les bâtiments de 5 et 10 étages, c'est dans ce cas-là que l'économie de poids est la plus grande.

Encore une fois ici, les conceptions « Lien optimal » ont les meilleurs ratios  $V_{fl}/V_{rL}$ .

Tableau 5-16 : VAN 15 étages Lien léger, MSE

MSE	Lien léger	Poids= 138231kg	Ta = 2.00 s			T1 = 2.89 s	
étage	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Poteau	$\gamma_p$	Check $\gamma_p$
15	W310X79	0.73	W610X113	W310X97	W310X107	0.080	<0.08, OK
14	W410X100	0.81	W690X125	W310X143	W310X107	0.080	<0.08, OK
13	W460X113	0.93	W760X161	W360X134	W310X107	0.080	<0.08, OK
12	W610X113	0.86	W760X161	W310X143	W310X313	0.079	<0.08, OK
11	W690X125	0.88	W840X176	W310X129	W310X313	0.079	<0.08, OK
10	W760X134	0.91	W840X193	W310X117	W360X509	0.079	<0.08, OK
9	W760X147	0.91	W840X210	W310X129	W360X509	0.075	<0.08, OK
8	W760X161	0.95	W1000X222	W360X134	W360X1086	0.072	<0.08, OK
7	W760X173	0.97	W1000X222	W310X143	W360X1086	0.070	<0.08, OK
6	W840X176	0.97	W920X238	W360X147	W360X1086	0.066	<0.08, OK
5	W840X193	0.95	W1000X249	W360X162	W360X1086	0.060	<0.08, OK
4	W840X193	0.99	W1000X249	W360X162	W360X1086	0.056	<0.08, OK
3	W920X201	0.90	W920X271	W310X179	W360X1086	0.049	<0.08, OK
2	W920X201	0.91	W920X271	W310X179	W360x410x1086	0.042	<0.08, OK
1	W1000X222	0.89	W1000X296	W360X196	W360x410x1086	0.033	<0.08, OK

Tableau 5-17 : VAN 15 étages Lien optimal, MSE

MSE	Lien optimal	Poids= 138312kg	Ta = 2.00 s			T1 = 2.92 s	
étage	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Poteau	$\gamma_p$	Check $\gamma_p$
15	W310X79	0.73	W610X92	W250X149	W310X107	0.080	<0.08, OK
14	W360X101	0.90	W610X125	W360X216	W310X107	0.080	<0.08, OK
13	W460X113	0.93	W690X125	W360X216	W310X107	0.080	<0.08, OK
12	W460X144	0.91	W760X147	W360X162	W310X313	0.080	<0.08, OK
11	W530X165	0.92	W760X173	W310X143	W310X313	0.079	<0.08, OK
10	W610X174	0.94	W840X193	W310X117	W360X509	0.080	<0.08, OK
9	W610X195	0.95	W920X201	W360X122	W360X509	0.077	<0.08, OK
8	W610X217	0.96	W1000X222	W360X134	W360X990	0.073	<0.08, OK
7	W610X241	0.94	W1000X222	W360X147	W360X990	0.069	<0.08, OK
6	W840X176	0.97	W920X238	W360X147	W360X1086	0.066	<0.08, OK
5	W530X272	0.97	W1000X249	W310X158	W360X1086	0.061	<0.08, OK
4	W760X257	0.95	W1000X249	W360X162	W360X1086	0.056	<0.08, OK
3	W760X257	0.97	W1000X249	W360X162	W360X1086	0.051	<0.08, OK
2	W760X257	0.98	W1000X249	W360X162	W360x410x1086	0.044	<0.08, OK
1	W610X307	0.97	W920X271	W360X179	W360x410x1086	0.036	<0.08, OK

Tableau 5-18 : VAN 15 étages Lien léger, SPEC

SPEC	Lien léger	Poids=	97842kg	Ta =	2.00 s	T1 =	3.35 s
étage	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Poteau	$\gamma_p$	Check $\gamma_p$
15	W310X79	0.34	W530X82	W200X46.1	W360X101	0.062	<0.08, OK
14	W310X79	0.98	W530X82	W250X58	W360X101	0.079	<0.08, OK
13	W410X100	0.93	W610X113	W250X67	W360X101	0.079	<0.08, OK
12	W460X113	0.94	W690X125	W250X73	W360X179	0.078	<0.08, OK
11	W610X113	0.79	W760X161	W310X97	W360X179	0.069	<0.08, OK
10	W610X113	0.89	W760X161	W310X97	W360X314	0.068	<0.08, OK
9	W610X113	0.99	W760X161	W310X97	W360X314	0.066	<0.08, OK
8	W690X125	0.92	W840X176	W360X101	W360X463	0.062	<0.08, OK
7	W690X125	0.99	W840X176	W360X101	W360X463	0.058	<0.08, OK
6	W760X134	0.93	W840X193	W310X117	W360X634	0.052	<0.08, OK
5	W760X134	0.98	W840X193	W310X117	W360X634	0.048	<0.08, OK
4	W760X147	0.93	W840X210	W310X129	W360X818	0.043	<0.08, OK
3	W760X147	0.97	W840X210	W310X129	W360X818	0.040	<0.08, OK
2	W760X161	0.96	W1000X222	W360X134	W360X1086	0.035	<0.08, OK
1	W840X176	1.00	W1000X222	W360X147	W360X1086	0.032	<0.08, OK

Tableau 5-19 : VAN 15 étages Lien optimal, SPEC

SPEC	Lien optimal	Poids= 94962kg	Ta = 2.00 s			T1 = 3.42 s	
étage	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Poteau	$\gamma_p$	Check $\gamma_p$
15	W310X79	0.34	W530X82	W200X46.1	W360X101	0.063	<0.08, OK
14	W310X79	0.98	W530X82	W250X67	W360X101	0.078	<0.08, OK
13	W360X110	0.93	W610X113	W250X67	W360X101	0.080	<0.08, OK
12	W360X122	0.99	W610X125	W310X86	W360X179	0.078	<0.08, OK
11	W410X132	0.96	W760X134	W310X86	W360X179	0.074	<0.08, OK
10	W460X144	0.95	W760X147	W310X86	W360X314	0.072	<0.08, OK
9	W610X113	0.99	W760X161	W310X97	W360X314	0.067	<0.08, OK
8	W610X125	1.00	W760X173	W310X97	W360X463	0.064	<0.08, OK
7	W690X125	0.99	W840X176	W360X101	W360X463	0.059	<0.08, OK
6	W460X193	1.00	W760X185	W360X110	W360X592	0.055	<0.08, OK
5	W760X134	0.99	W840X193	W310X117	W360X592	0.049	<0.08, OK
4	W610X195	0.96	W920X201	W360X122	W360X818	0.045	<0.08, OK
3	W760X147	0.97	W840X210	W310X129	W360X818	0.041	<0.08, OK
2	W690X170	0.99	W840X210	W360X134	W360X990	0.037	<0.08, OK
1	W840X176	1.00	W1000X222	W360X147	W360X990	0.032	<0.08, OK

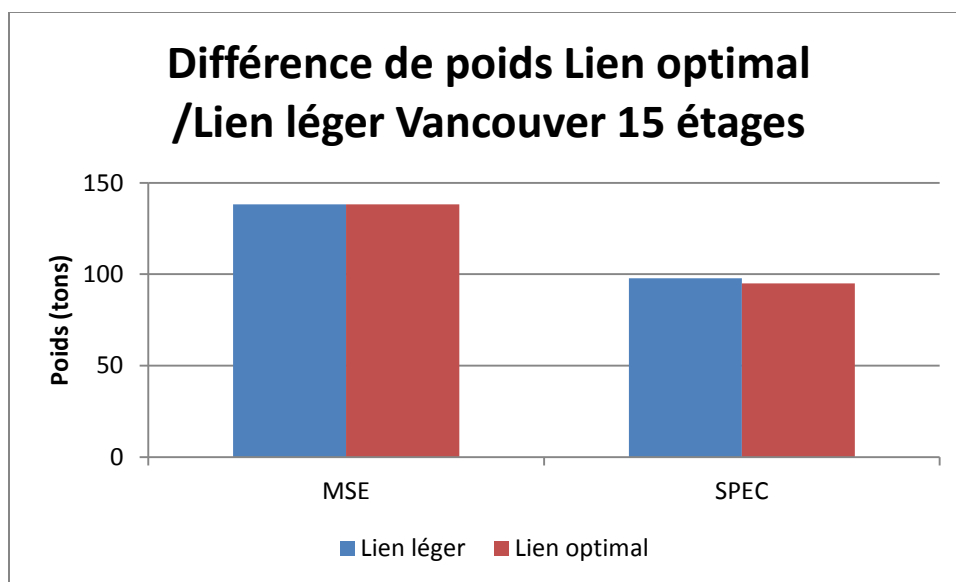


Figure 5-20 – Différence de poids entre lien optimal et lien léger Vancouver 15 étages

### 5.4.3 Conclusion

Cette étude a montré que le lien optimal permet dans presque tous les cas une conception plus économique. La conception « Lien optimal » n'a requis plus d'acier que pour le bâtiment de 15 étages à Vancouver, mais cette augmentation est de 0,07% et peut être négligée.

Pour les bâtiments de 15 étages à Montréal, on estime qu'une conception plus légère peut aussi être obtenue en utilisant un lien « optimal » au lieu d'un lien « léger ». Ceci est dû au fait que, même si les liens sont sélectionnés pour reprendre les efforts dus au vent, les autres éléments du cadre doivent être conçus selon la conception par capacité et de plus gros liens donneront des cadres plus lourds.

Malgré que les 3 conceptions « lien léger » sont généralement plus lourdes que leur contrepartie « lien optimal », elles ont été retenues pour l'analyse temporelle non-linéaire du chapitre 6. Il a été considéré qu'un néophyte en cadre EBF pourrait être porté à vouloir choisir le lien le plus léger et qu'il serait intéressant de valider si ces structures sont sismiquement viables.

## 5.5 Conclusion

Dans ce chapitre, on a fait la sélection des structures dont le comportement sismique sera évalué au chapitre 6 par des analyses dynamiques temporelles non linéaires. Au total, 34 structures ont été retenues. Les structures choisies comprennent les 24 structures les plus économiques qui avaient été identifiées au chapitre 3. On a ajouté 4 contreventements pour lesquels l'écartement entre les diagonales est plus grand que la longueur du lien ( $e' > e$ ). Le choix de ces structures est basé sur l'étude réalisée au chapitre 4. On a aussi ajouté 6 structures permettant d'étudier l'effet de quelques paramètres particuliers, dont l'influence d'un lien plus léger.

Dans le chapitre, on a réalisé la conception de toutes les structures choisies avec la méthode d'analyse spectrale. Dans cette conception, on a corrigé quelques erreurs qui avaient été commises dans les hypothèses retenues au chapitre 3. La comparaison des conceptions effectuées avec l'analyse MSE a permis de constater que l'analyse spectrale permet de réduire de façon significative le poids d'acier de toutes les structures. L'économie est plus marquée pour les structures plus élevées. Tel qu'observé au chapitre 3, le poids d'acier est aussi réduit pour les structures plus élevées lorsque l'on omet dans la conception la limite de 2 s sur la période considérée pour le calcul des flèches sismiques.

## CHAPITRE 6 ANALYSE DYNAMIQUE TIME HISTORY OPENSEES

Dans ce chapitre, on présente une analyse temporelle non-linéaire des bâtiments conçus avec la méthode d'analyse dynamique (spectrale) décrite à la section 5.3. Cette analyse permettra de répondre aux objectifs relatifs aux comportements sismiques des structures EBF. Pour ce faire, des modèles en deux dimensions ont été montés sur le logiciel OpenSees. Les paramètres du modèle, la calibration du lien ainsi que la sélection des séismes pour l'analyse sont expliqués dans la section 6.1. Les résultats sont présentés et analysés à la section 6.2. Finalement, une conclusion est présentée à la section 6.3.

### 6.1 Choix du modèle et Calibration

#### 6.1.1 Choix du modèle

Plusieurs choix s'offrent au chercheur pour modéliser les cadres excentriques en vue de réaliser des analyses dynamiques temporelles non linéaires. Dans ces contreventements, on prévoit que le comportement inélastique se produira essentiellement dans les liens, mais il est possible que des déformations plastiques se produisent aussi dans les poutres, les diagonales et les colonnes, ceci en raison de moments de flexion qui se développent dans le plan du cadre. Contrairement aux diagonales d'un cadre concentrique, les éléments du cadre ne devraient pas flamber hors du plan du cadre, tel que vérifié par (Koboevic, Rozon, & Tremblay, 2012). Le choix s'est donc arrêté à un modèle plan en deux dimensions.

Le logiciel d'analyse utilisé est OpenSees version 2.4.4 développée par l'Université de Californie à Berkeley. Ce logiciel a déjà été utilisé avec succès par plusieurs chercheurs pour l'analyse dynamique non linéaire des cadres EBFs (Koboevic, Rozon, & Tremblay, 2012). La Figure 6-1 montre une représentation d'un modèle en deux dimensions d'une structure EBF de cinq étages créée dans ce projet lors d'une analyse « Pushover ». Le modèle qui est représenté dans la figure est celui qui a été utilisé pour l'analyse de la structure VAN-EBFM-5-10%-7,5, soit une structure à contreventement excentrique modulaire de 5 étages situé à Vancouver avec une poutre de 7,5 mètres et un lien de 750 millimètres possédant une connexion rotulée entre la poutre et la diagonale.

Dans le modèle, on a supposé que toutes les connexions se comportaient comme des encastremements parfaits ou des rotules parfaites. Les épissures (ou joints de montage) des colonnes ont été considérées comme des assemblages parfaitement continus. La base des poteaux a été considérée comme une rotule. Les connexions entre le lien et les poutres sont des assemblages parfaitement rigides et les connexions entre la poutre et la colonne sont des rotules parfaites. Selon le type de structure, analysé, la connexion



entre la diagonale et la poutre est une rotule (conception « rot ») ou un assemblage parfaitement rigide (conception « resist »).

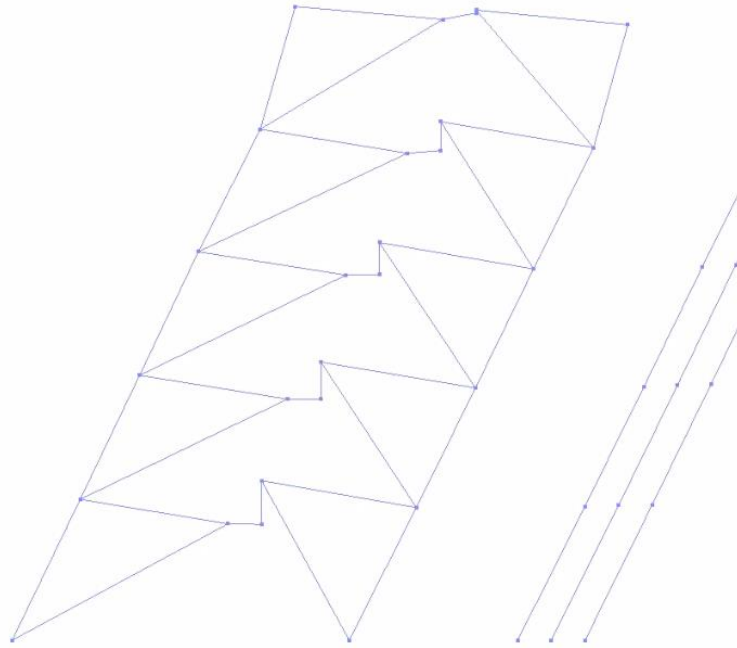


Figure 6-1 : représentation du modèle 2D (analyse pushover)

On ne voit pas la courbure dans les liens de la Figure 6-1. Ceci est dû au fait que seulement deux points ont été utilisés pour représenter l'élément lien. L'interface graphique du logiciel OpenSees n'illustre pas la courbure entre les points.

#### 6.1.1.1 Modélisation de l'élément lien

En se basant sur la revue de littérature, le lien a été modélisé en utilisant un élément « ElasticBeamColumn » et un élément « ZeroLength » agissant comme un ressort non linéaire en cisaillement. Étant donné que tous les liens sont conçus afin qu'ils plastifient en cisaillement plutôt qu'en flexion, il n'était pas nécessaire de mettre un élément non linéaire pour modéliser la flexion. L'élément « ElasticBeamColumn » d'OpenSees peut subir des déformations axiales et de flexion, mais ne se déforme pas en cisaillement. Un élément « ZeroLength » est nécessaire afin de modéliser le comportement inélastique du lien en cisaillement. Pour ce faire, on a assigné à cet élément deux matériaux différents travaillant en série pour modéliser la rigidité élastique et le comportement plastique du lien en cisaillement. Le premier matériau est le matériau Steel02 qui sera calibré à la section 6.1.2. Le deuxième matériau est un matériau élastique parfaitement plastique. L'utilité de ce deuxième matériau est de limiter

l'effort maximal généré par les liens en régime inélastique. En effet, en observant les résultats de (Okazaki & Engelhardt, 2007), on a constaté que les liens arrivaient à la rupture à une valeur moyenne égale à 1,35 fois la résistance plastique en cisaillement du lien. Le matériau élastoplastique agit comme un filtre qui limite la résistance offerte par le matériau Steel02 à cette valeur. On note que le dimensionnement des autres éléments du cadre a été fait avec un effort de cisaillement ultime égal à 1,3 fois la résistance plastique du lien. Cette différence entre le dimensionnement et la modélisation (1,35 vs 1,3) pourra expliquer la présence d'efforts plus importants dans les membrures lors des analyses dynamiques temporelles.

La Figure 6-2 suivante montre un élément lien déformé. La membrure AB est l'élément « ElasticBeamColumn » alors que la membrure BC est l'élément « ZeroLength ». Les poutres à l'extérieur du lien se fixent aux points A et C. Le modèle utilisé est similaire à celui utilisé dans le travail de (Koboevic, Rozon, & Tremblay, 2012) à l'exception que les propriétés que nous avons spécifiées pour le matériau Steel02 (écrouissage), etc. sont différents. Plus d'information sur les propriétés du matériau Steel02 est donnée à la Section 6.1.2.

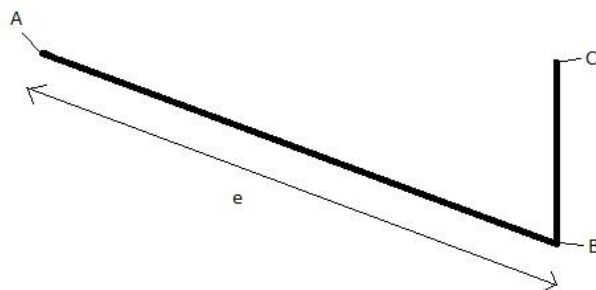


Figure 6-2 : Élément lien déformé

#### 6.1.1.2 Modélisation des éléments à l'extérieur du lien

Étant donné que la structure a été conçue en considérant que la majorité des déformations plastiques prennent place dans le lien, les autres éléments ne devraient pas subir de déformations plastiques importantes. Selon la norme CSA S16, une légère plastification est permise dans la partie hors du lien de la poutre d'un contreventement excentrique. Afin de reproduire ces possibles déformations plastiques, des éléments non linéaires ont été utilisés pour représenter ces membrures dans le modèle.

Pour ce modèle, il a été décidé d'utiliser des éléments de type « Force Based Elements » avec technique d'intégration de poutre avec rotules plastiques « HingeRadauTwo ». Cette méthode d'intégration place des

points d'intégration aux extrémités de l'élément et à une distance «  $d$  » de l'élément, où «  $d$  » est la profondeur du profilé. Donc, quatre points d'intégration ont été utilisés pour tous les autres éléments du cadre. La raison de l'utilisation de la méthode d'intégration « HingeRadauTwo » est que les éléments du cadre, notamment les poutres et les diagonales des cadres avec connexion résistante au moment entre la diagonale et la poutre, sont soumis à des efforts de flexion près du lien lorsque celui-ci plastifie. Il était donc important d'avoir un point d'intégration près de la connexion pour bien reproduire la plastification possible en flexion.

#### **6.1.1.3 Charges de gravité et Colonne P-Delta**

Les charges de gravité ont été considérées dans les analyses dynamiques temporelles. La distribution de ces charges de gravité sur les colonnes P- $\Delta$  est expliquée ci-dessous. Pour les charges de gravité sur le cadre, on a considéré que les poutres secondaires sont parallèles au cadre contreventé. Les charges de gravité ont ensuite été appliquées aux nœuds du cadre en utilisant les équations 3-23 et 3-24. Ces équations calculent les réactions aux appuis pour les poutres du cadre contreventé. Les charges de gravité auraient dû être appliquées comme une charge distribuée pour tenir compte de l'effort tranchant de l'effort de flexion induit par les charges de gravité. Ceci est une erreur effectuée lors de la modélisation du cadre. Les efforts gravitaires sont toutefois relativement faibles par rapport aux efforts sismiques. Il est important de conserver cette erreur en tête lors de l'analyse des résultats. Ceci affecte spécialement les structures où les efforts sismiques sont faibles puisque les efforts gravitaires contribuent à une plus grande proportion aux efforts totaux. Les figures d'effort de flexion et d'interaction axial-flexion dans les poutres de la section 6.2 sont montrées à titre indicatif seulement.

Toutes les colonnes du cadre ont été modélisées continues sur deux ou trois étages. Les épissures ont été considérées comme des joints continus. Comme mentionnée plus haut, les colonnes ont été modélisées avec des éléments « Force-Beam Column ».

Les colonnes de gravité ont été modélisées de la même façon à l'exception près que les éléments ont été modélisés par des « elastic beam-column ». En effet, les colonnes de gravité reprennent seulement les charges de gravité et ne plastifient pas sous les charges sismiques. Pour le modèle, trois colonnes de gravité ont été modélisées afin de représenter les différentes colonnes présentes dans le bâtiment. Les trois colonnes représentent les colonnes intérieures, les colonnes extérieures et les colonnes de coin. Respectivement, il y a huit, six et deux colonnes de chaque type pour une moitié de bâtiment. Les charges gravitaires correspondant à chacune des colonnes ont été appliquées à chaque étage des colonnes de gravité. Ces colonnes de gravité servent à induire les effets P- $\Delta$  sur la structure. Les effets P- $\Delta$  ont été pris en compte selon la formulation corotationnelle du logiciel OpenSees.

## 6.1.2 Calibration du matériau Steel02 d'OpenSees

Afin d'obtenir de bons résultats aux analyses temporelles non linéaires, il faut d'abord calibrer le matériau Steel02 d'OpenSees qui est utilisé pour reproduire le comportement inélastique des liens. La calibration a été faite selon la procédure décrite dans les paragraphes suivants. Le facteur  $a_1$  est un paramètre d'écrouissage isotropique. Il augmente l'enveloppe d'élasticité en compression en proportion de la limite élastique après une déformation plastique de  $a_2 * F_y / E$ . Le facteur  $a_3$  agit de la même façon, mais pour la tension et lorsqu'une déformation plastique de  $a_4 * F_y / E$  est atteinte. Pour des fins de simplification, il a été posé que le facteur  $a_1$  est égal au facteur  $a_3$  et que le facteur  $a_2$  est égal au facteur  $a_4$ . Les Figure 6-3 à Figure 6-6 montrent un écrouissage isotrope sous chargement cyclique. Afin de ne pas alourdir le texte, les symboles ne seront pas définis dans le texte ci-dessous. Veuillez vous référer à la liste des sigles et abréviation à la page *xxxi*.

### 6.1.2.1 Formule du matériau Steel02

Tout d'abord, en inspectant le code source du matériau Steel02, le calcul de l'écrouissage isotropique de la contrainte est défini comme suit :

$$d_1 = \frac{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}}{2 * a_2 * \varepsilon_{ps_y}} \quad (6-1)$$

$$\frac{F_y'}{F_y} = 1 + a_1 * d_1^{0,8} \quad (6-2)$$

Ces formules peuvent être réécrites :

$$\frac{F_y'}{F_y} = 1 + a_1 * \left( \frac{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}}{2 * a_2 * \varepsilon_y} \right)^{0,8} \quad (6-3)$$

Dans le cas présent, le matériau Steel02 est utilisé pour représenter la rigidité en cisaillement de l'élément lien. Dans ce cas, les axes de la courbe d'hystérésis seront la rotation inélastique du lien «  $\gamma$  » plutôt que la déformation  $\varepsilon$  en abscisse, et l'effort de cisaillement  $V$  plutôt que la contrainte  $F_y$  en ordonnée. On peut réécrire l'équation 6-3 de la manière suivante :

$$\frac{V_{iso}'}{V_p} = 1 + a_1 * \left( \frac{\gamma_{max} - \gamma_{min}}{2 * a_2 * \gamma_y} \right)^{0,8} \quad (6-4)$$

Afin de simplifier le calcul de  $a_1$ , on pose une valeur de  $a_2$  afin que le terme de droite devienne égal à 1. Le calcul de  $a_1$  et de  $a_2$  devient alors

$$a_2 = \frac{\gamma_{max} - \gamma_{min}}{2 * \gamma_y} \quad (6-5)$$

$$a_1 = \frac{V_{iso}}{V_p} - 1 \quad (6-6)$$

Le facteur  $a_2$  devient uniquement fonction de  $\gamma_{\max}$ , de  $\gamma_{\min}$  et de  $\gamma_y$ . Les valeurs de  $\gamma_{\max}$  et de  $\gamma_{\min}$  ont été obtenues d'essais en laboratoire. La rotation  $\gamma_y$  est une constante, peu importe le profilé utilisé pour le lien :

$$\gamma_y = \frac{V_p}{e * K_v} \quad (6-7)$$

où  $V_p$  et  $K_v$  sont donnés par :

$$V_p = 0,55 * A_w * R_y F_y$$

$$K_v = \frac{G * A_w}{e}$$

Pour le facteur  $a_1$ , la seule inconnue est le terme  $V_{iso}$ . Le cisaillement  $V_{iso}$  se calcule en soustrayant le cisaillement dynamique  $V_{kin}$  de l'effort  $V_{\max}$ .  $V_{\max}$  est la valeur maximale de l'effort de cisaillement avant la rupture du lien, c'est-à-dire le cisaillement se produisant à  $\gamma_{\max}$ . En connaissant la pente de l'écrouissage du matériau Steel02, il est possible de calculer l'effort  $V_{kin}$ . La pente de l'écrouissage est égale à  $e * b * K_v$ .

$$V_{kin} = \gamma_{vp} * e * b * K_v \quad (6-8)$$

où :

$$\gamma_{vp} = \frac{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}}{2} - \gamma_y \quad (6-9)$$

### 6.1.2.2 Calibration du matériau

La calibration du matériau Steel02 est basée sur les résultats des essais effectués par (Okazaki & Engelhardt, 2007). Les spécimens sur lesquels la calibration est basée sont les spécimens 1C, 4C, 8-RLP et 12-SEV. Toutes les valeurs dans la procédure suivante sont basées sur le spécimen 1C.

Le spécimen 1C a une longueur de lien  $e$  de 584 millimètres et le facteur  $b$  a été posé égal à 0,0025.

Tout d'abord, les valeurs  $\gamma_{\max}$ ,  $\gamma_{\min}$ ,  $V_{\max}$  et  $V_{\min}$  sont prises du dernier cycle avant la rupture dans l'essai. Dans les résultats des essais,  $V_{\max}$  et  $V_{\min}$  sont exprimés en fonction du cisaillement plastique  $V_p$  :  $V_{\max}/V_p$  et  $V_{\min}/V_p$ . Pour le spécimen 1C, on obtient :  $\gamma_{\max}=0,0858$ ,  $\gamma_{\min}=-0,0862$ ,  $V_{\max}/V_p=1,296$  et  $V_{\min}/V_p=-1,317$ . La valeur de  $V_p$  est de 371 kN.

À l'aide de ces valeurs et des formules montrées précédemment, on peut calculer les valeurs suivantes : la rigidité en cisaillement  $K_v$  est de 219 kN/mm, la rotation en cisaillement plastique du lien  $\gamma_{vp}$  est de 0,0831 rad, le cisaillement cinématique  $V_{kin}$  est de 27 kN et le cisaillement isotropique est de 458 kN. Avec toutes ces valeurs, il est possible de calculer les facteurs  $a_1 = 0,235$  et  $a_2 = 29,7$ .

La Figure 6-3 montre la simulation numérique obtenue avec ces valeurs pour le spécimen 1C. Les mêmes équations ont été réutilisées afin de calibrer le matériau Steel02 pour les autres profilés testés par Okasaki et Engelhardt. Les valeurs  $a_1$  et  $a_2$  obtenues de ces calibrations sont montrées au Tableau 6-1. La disparité entre les résultats s'explique par le fait que chaque spécimen a atteint des valeurs différentes de  $\gamma_{\max}$ ,  $\gamma_{\min}$ ,  $V_{\max}$  et  $V_{\min}$ , que la longueur du lien variait d'un spécimen à un autre et que le facteur  $R_y F_y$  était différent pour chaque lien. Les Figure 6-4 à Figure 6-6 montrent la calibration pour d'autres spécimens de l'étude d'Okasaki et Engelhardt. On note que l'on obtient des résultats aussi satisfaisants que pour le lien 1C.

Tableau 6-1 : Valeurs des paramètres  $a_1$  et  $a_2$  pour les spécimens d'essais d'Okasaki et Engelhardt

Spécimen	$a_1$	$a_2$
1C	0.235	29.7
4C	0.326	28.2
8-RLP	0.33	43.7
12-SEV	0.275	26.6
Pour analyse temporelle	0.259	37.3

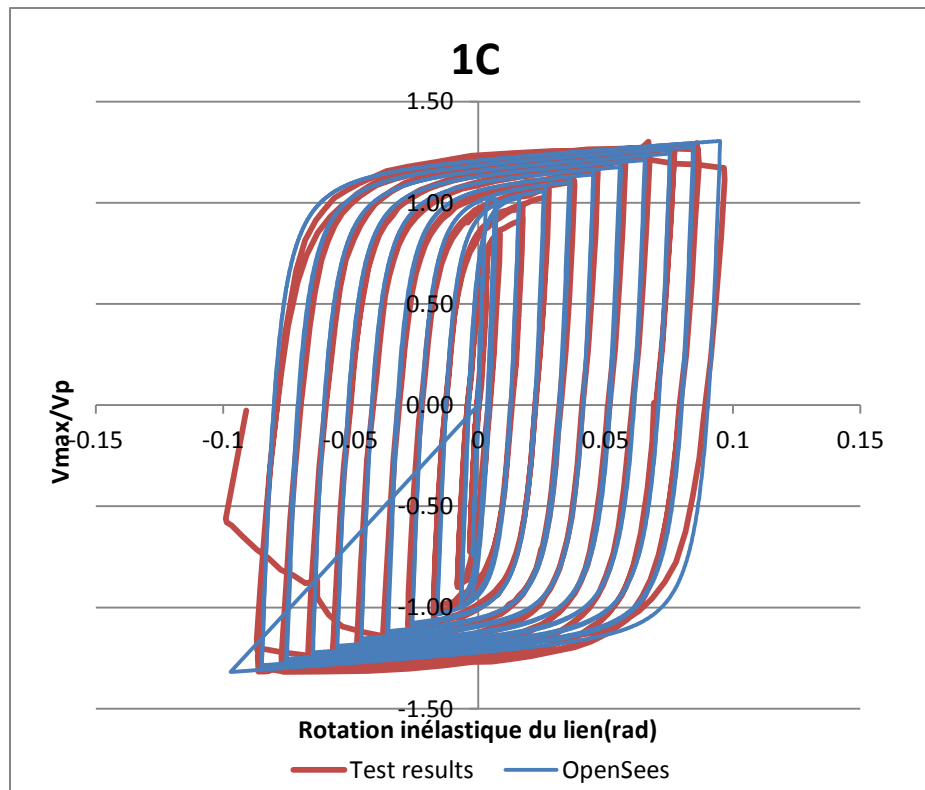


Figure 6-3 : Validation du modèle numérique de lien pour le spécimen 1C

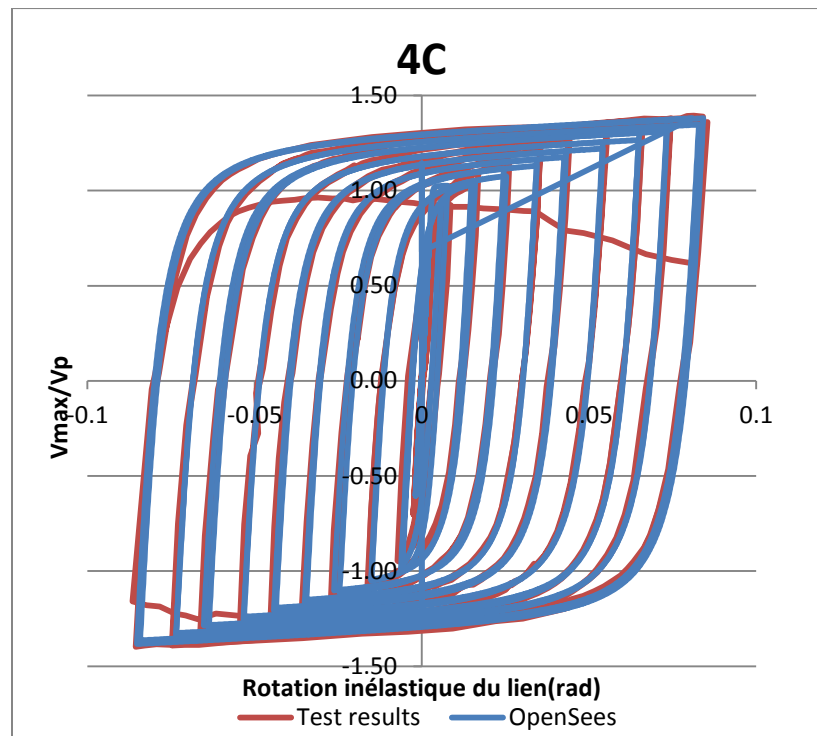


Figure 6-4 : Validation du modèle numérique de lien pour le spécimen 4C

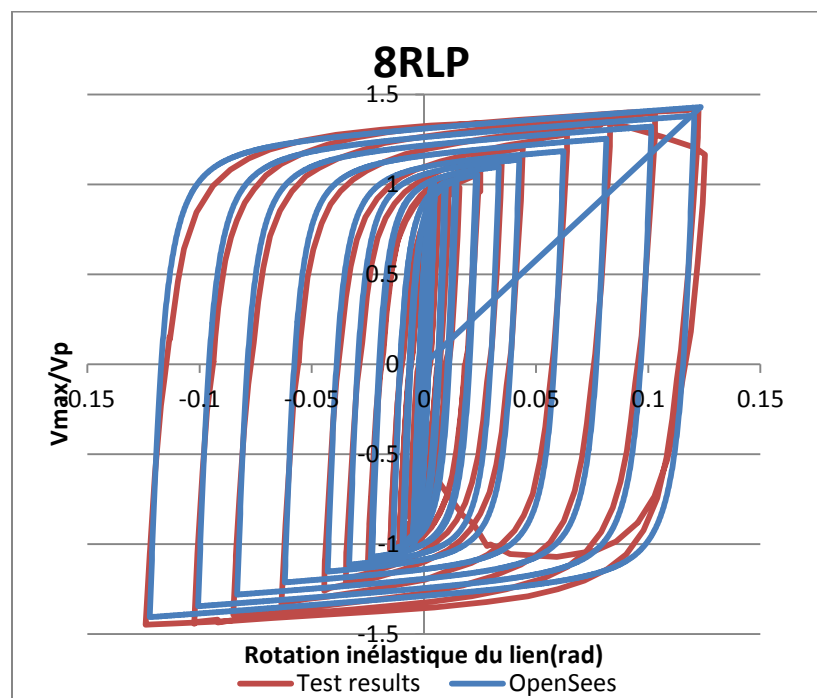


Figure 6-5 : Validation du modèle numérique de lien pour le spécimen 8RLP

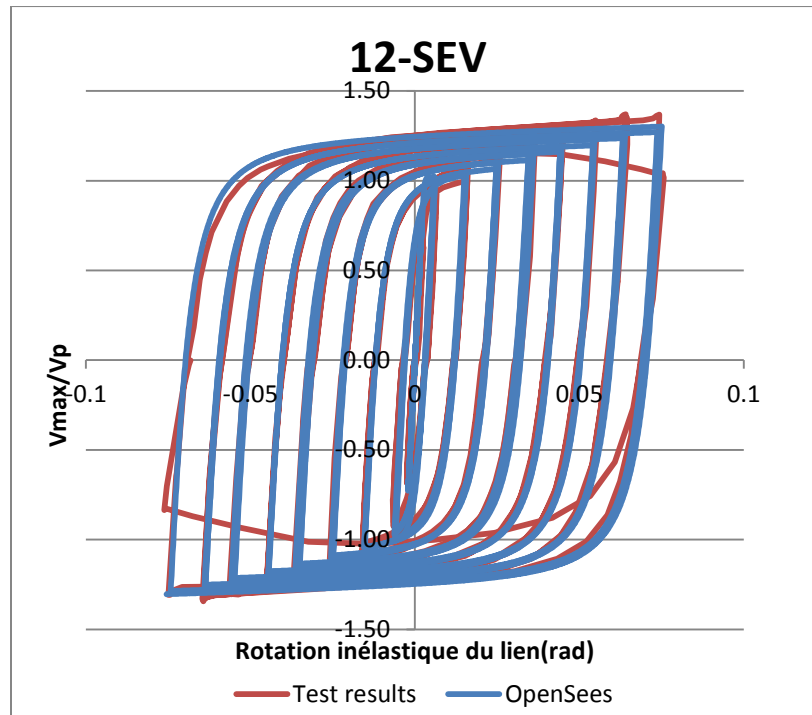


Figure 6-6 : Validation du modèle numérique de lien pour le spécimen 12SEV

Après analyse des résultats qu'Okasaki a obtenus avec ses tests, on a observé que le  $\gamma$  moyen obtenu des liens 1C, 4C, 8-RLP et 12-SEV est de 0,1 rad et que le  $V_{\max}/V_p$  moyen était de 1,38. Pour la calibration du matériau Steel02, il a été décidé, sur la base de ces résultats que les facteurs  $a_1$  et  $a_2$  seraient calculés en fonction d'une rotation inélastique du lien en cisaillement  $\gamma_{vp}$  de 0,1 rad et d'un facteur  $V_{\max}/V_p$  de 1,35. La norme CSA S16 demande de calculer le cisaillement  $V_u$  du lien ( $V_{\max}$ ) avec un facteur de 1,3. Cependant, à la lumière des résultats d'Okasaki et d'Engelhardt, il est possible de voir que les liens se déformant en cisaillement peuvent aller au-delà de la valeur du code. Comme montré au tableau 6-3, on a adopté pour les analyses temporelles les valeurs moyennes égales à 0,259 et 37,3 pour les facteurs  $a_1$  et  $a_2$ , respectivement.

### 6.1.2.3 Combinaison des matériaux Steel02 et élastoplastique

Pour les analyses temporelles, le matériau Steel02 a été utilisé en série avec un matériau élastoplastique. Le matériau résultant est appelé « Série ». Le but était de limiter l'effort maximal dans le lien à la valeur de  $1,35R_yV_p$  et, par conséquent, les efforts dans les autres éléments du cadre. Malheureusement, le matériel élastoplastique n'a pas fonctionné comme prévu. La Figure 6-7 montre un essai de calibration avec le matériau « Steel02 » et le matériau « Série ». Les deux courbes sont parfaitement identiques et on note que la résistance du lien dépasse la valeur limite prévue ( $1,35R_yV_p$ ). La Figure 6-8 montre le



comportement obtenu du matériau élastoplastique seulement lorsque soumis à une sollicitation cyclique. Il est possible de voir le matériau ne présente pas de plastification même si l'effort dépasse la limite de 1,35 fois la résistance plastique qu'on lui avait assignée. Ce mauvais fonctionnement n'a été décelé qu'à la fin de toutes les analyses temporelles. Le désavantage est qu'il n'y a eu aucun dispositif pour limiter les valeurs maximales dans les résultats. Il faudra donc considérer cette erreur lors de l'analyse des efforts maximaux obtenus des analyses.

La raison pour laquelle le matériel élastoplastique n'a pas fonctionné est que la mauvaise valeur de déformation plastique a été utilisée. Dans la formulation du matériel sur OpenSees, trois valeurs doivent être saisies, la rigidité, la déformation plus laquelle le matériel atteint la plastification en tension et la déformation plus laquelle le matériel atteint la plastification en compression. Dans l'analyse de ce mémoire, la valeur de la contrainte de plastification a été utilisée dans la formulation du matériel plutôt que la déformation plus laquelle le matériel atteint la plastification. Ceci explique pourquoi le matériel n'atteint jamais son plateau plastique.

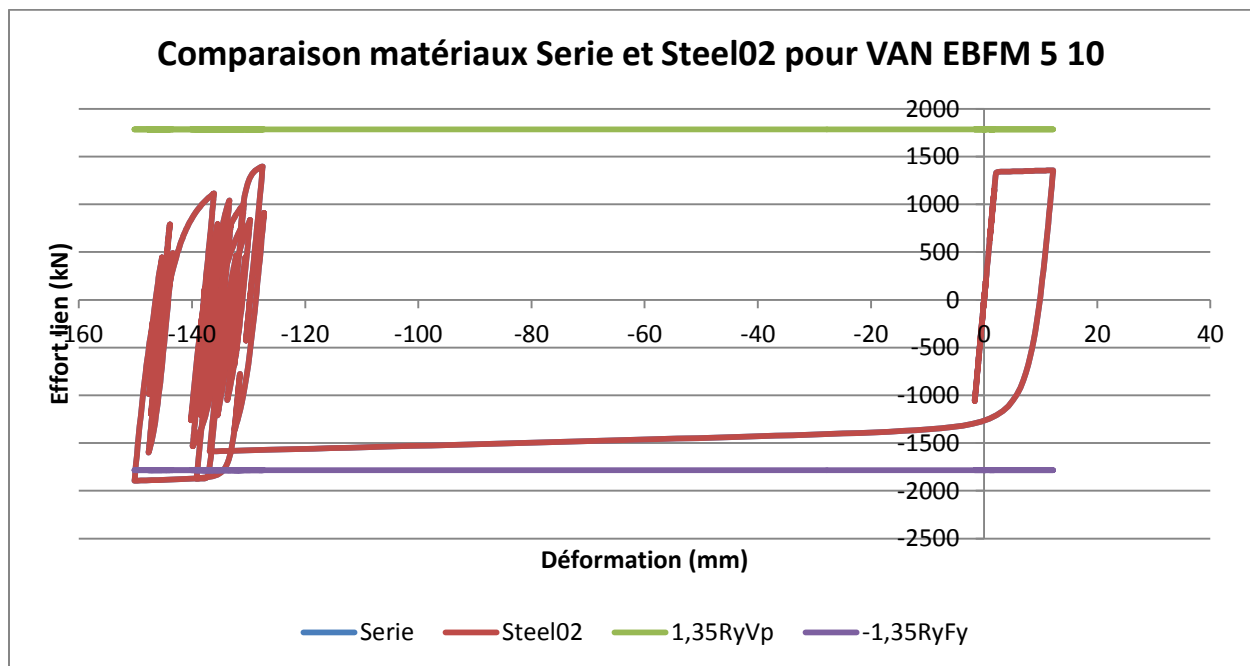


Figure 6-7 : Comparaison Matériau Steel02 vs Série

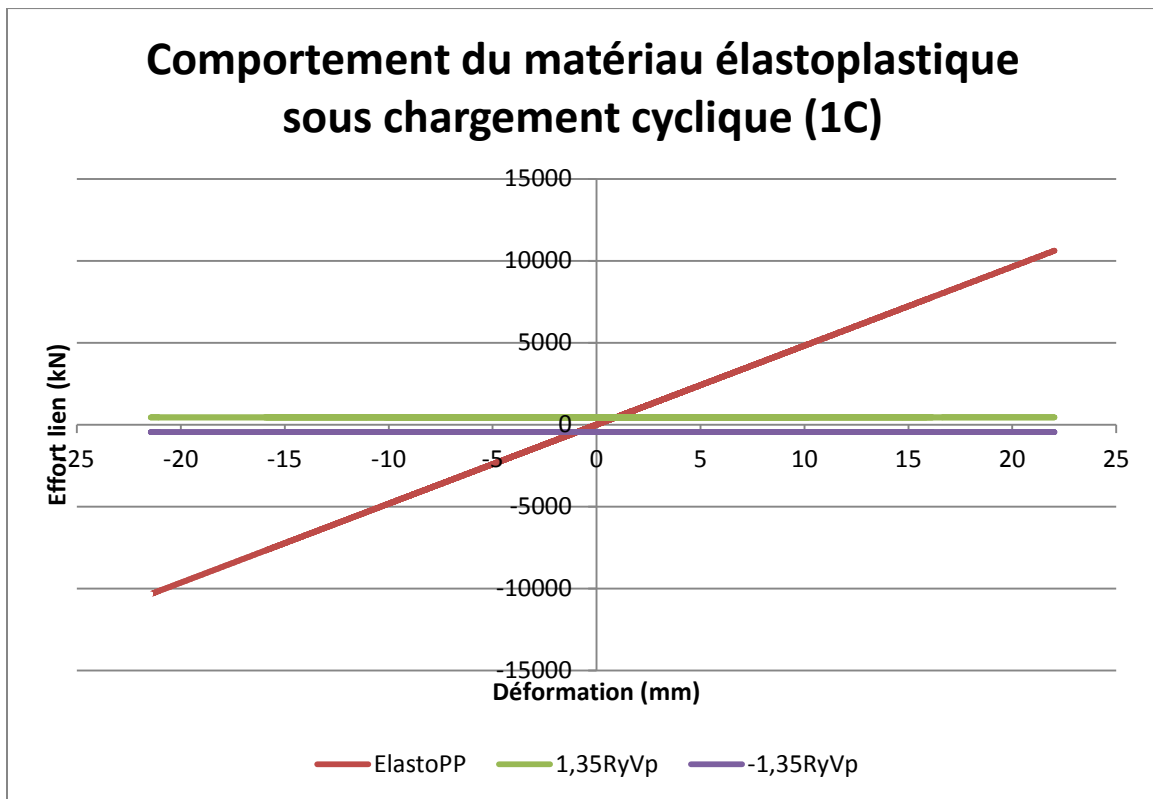


Figure 6-8 : Comportement du matériau élastoplastique sous chargement cyclique

### 6.1.3 Choix des séismes

#### 6.1.3.1 Résumé de la procédure

Le réseau canadien pour la recherche parasismique (RCRP) donne des lignes directrices pour la sélection et la calibration des accélérogrammes sismiques pour l'analyse temporelle des bâtiments.

Une plage de période doit être définie pour couvrir les périodes contribuant de façon significative à la réponse dynamique du bâtiment en translation ou en torsion. La limite supérieure de cette plage doit être de 2 fois la période fondamentale sans être plus petite que 1,5 seconde. La limite inférieure de la plage est la période du nième mode qui est requis pour mobiliser inclure au minimum 90% de la masse totale de la structure sans être inférieure à 0,2 fois la période fondamentale. Par exemple, pour les bâtiments de 5 étages à Vancouver, cette plage est de 0,26 à 2,62 secondes. Pour les bâtiments de 15 étages au même site, cette plage est de 0,74 à 7,38 secondes.

Il est permis de diviser cette plage de période en sous-plages. Pour chacune des sous-plages, une suite contenant au minimum 5 enregistrements sismiques doit être utilisée et, pour la plage complète, un minimum de 11 enregistrements au total doit être utilisé. Afin de simplifier le choix des séismes, les plages des bâtiments de 5 et 15 étages ont été combinées afin de faire une seule grande plage couvrant de 0,26 à 7,5 secondes. Les sous-plages pour Vancouver sont les suivantes  $0,25 \text{ s} < T < 1 \text{ s}$ ,  $1 \text{ s} < T < 4,25 \text{ s}$  et  $4,25 \text{ s} < 7,5 \text{ s}$ . Les deux premières sous-plages sont utilisées pour les bâtiments de 5 étages alors que toutes les sous-plages sont utilisées pour les bâtiments de 15 étages. Afin de respecter le nombre minimal d'enregistrements par sous-plage, 6 enregistrements sismiques sont choisis pour les sous-plages  $0,25 \text{ s} < T < 1 \text{ s}$  et  $1 \text{ s} < T < 4,25 \text{ s}$  et 5 enregistrements sismiques pour la dernière sous-plage. Les sous-plages de période pour les structures de Montréal sont décrites plus bas.

Les enregistrements sismiques doivent être calibrés de façon à correspondre au spectre de dimensionnement du code national du bâtiment. Le spectre moyen des enregistrements choisis ne doit pas être inférieur à 90% du spectre de dimensionnement sur leur sous-plage respective.

On permet une non-convergence de l'analyse ou une instabilité dynamique que pour un des enregistrements sismiques.

#### 6.1.3.2 Enregistrements sismiques pour Vancouver

La plupart des séismes ont été sélectionnés dans la banque de données du Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Les séismes de la côte ouest américaine tels que Kern County 1952, San Fernando 1971, Hector Mines 1989, Loma Prieta 1989, Landers 1992 et Northridge 1994 ont été privilégiés. Un premier tri a été fait en fonction de la distance au séisme calculé à l'aide des données

« Seismic Hazard Deaggregation » obtenues de la Commission géologique du Canada pour l'aléa sismique considéré dans cette étude (2% sur 50 ans). Les enregistrements sismiques ont aussi été choisis pour un site de catégorie C, compatible avec les conditions de site considérées dans la conception des structures.

Pour la sous-plage  $4,25 \text{ s} < T < 7,5$ , des séismes de subduction ont été ajoutés provenant du site web <http://www.seismotoolbox.ca/>. Ce site web regroupe des accélérogrammes sismiques simulés et modifiés pour correspondre aux conditions de l'Ouest canadien.

Ensuite, le spectre de réponse des enregistrements sismiques temporelle a été calculé. Les spectres de réponse ont été calibrés linéairement en suivant la procédure expliquée plus haut.

Le Tableau 6-2 décrit les enregistrements sismiques sélectionnés avec leur sous-plage effective. La première colonne est la sous-plage effective. Les deuxième, troisième et quatrième colonnes définissent, respectivement, le séisme, la station et l'orientation de l'enregistrement. La cinquième colonne est le facteur d'amplification appliqué à l'enregistrement afin que son spectre de réponse soit ajusté au spectre de dimensionnement du code. La dernière colonne est la source où l'enregistrement a été pris. PEER Database ou SeismoToolbox. Le séisme AT\_SIM est un séisme simulé afin de représenter un séisme de subduction survenant à la faille Cascadia au large de l'île de Vancouver. L'enregistrement choisi correspond à la 40<sup>e</sup> colonne du fichier « westacc.zip » disponible sur le site web SeismoToolbox<sup>1</sup>. Les enregistrements MOD\_TOK font référence aux séismes « Modified Tokachi Oki » (Atkinson & Macias, 2009) pour l'interface Cascadia et également disponibles sur le site web SeismoToolbox.

---

<sup>1</sup> <http://www.seismotoolbox.ca/>

Tableau 6-2 : Liste des séismes choisis pour Vancouver

Plage	Séisme	Station	Orientation	Amplification	Source	Magnitude	Distance (km)
0,25 s < T < 1 s	Northridge	963	90	0.7	PEER Database	6,69	20,11
0,25 s < T < 1 s	Northridge	1005	180	2	PEER Database	6,69	28,82
0,25 s < T < 1 s	Northridge	1006	90	1.7	PEER Database	6,69	13,8
0,25 s < T < 1 s	Kern_County	15	21	2.1	PEER Database	7,36	38,42
0,25 s < T < 1 s	Hector_Mine	1794	360	1.6	PEER Database	7,13	31,06
0,25 s < T < 1 s	San_Simeon	3994	360	4	PEER Database	6,52	48,07
1 s < T < 4,25 s	Loma_Prieta	731	0	2.8	PEER Database	6,93	41,71
1 s < T < 4,25 s	Loma_Prieta	736	227	2.8	PEER Database	6,93	40,85
1 s < T < 4,25 s	Loma_Prieta	746	220	5	PEER Database	6,93	41,68
1 s < T < 4,25 s	Landers	832	90	2.1	PEER Database	7,28	69,21
1 s < T < 4,25 s	Loma_Prieta	812	0	3.2	PEER Database	6,93	33,87
1 s < T < 4,25 s	Hector_Mine	1768	90	5.5	PEER Database	7,13	61,2
4,25 s < T < 8 s	Cape_Mendocino	827	0	2.3	PEER Database	7,01	15,97
4,25 s < T < 8 s	Hector_Mine	1795	90	5.5	PEER Database	7,13	50,42
4,25 s < T < 8 s	AT_SIM	40	X	0.6	seismotoolbox	9,00	-
4,25 s < T < 8 s	MOD_TOK	124	EW	1.3	seismotoolbox	8,50	-
4,25 s < T < 8 s	MOD_TOK	84	NS	1.9	seismotoolbox	8,50	-

La Figure 6-9 suivante montre les différents spectres moyens calibrés des sous-plages de période sur la plage totale allant de 0,25 seconde à 7,5 secondes par rapport au spectre de dimensionnement du code national du bâtiment 2015.

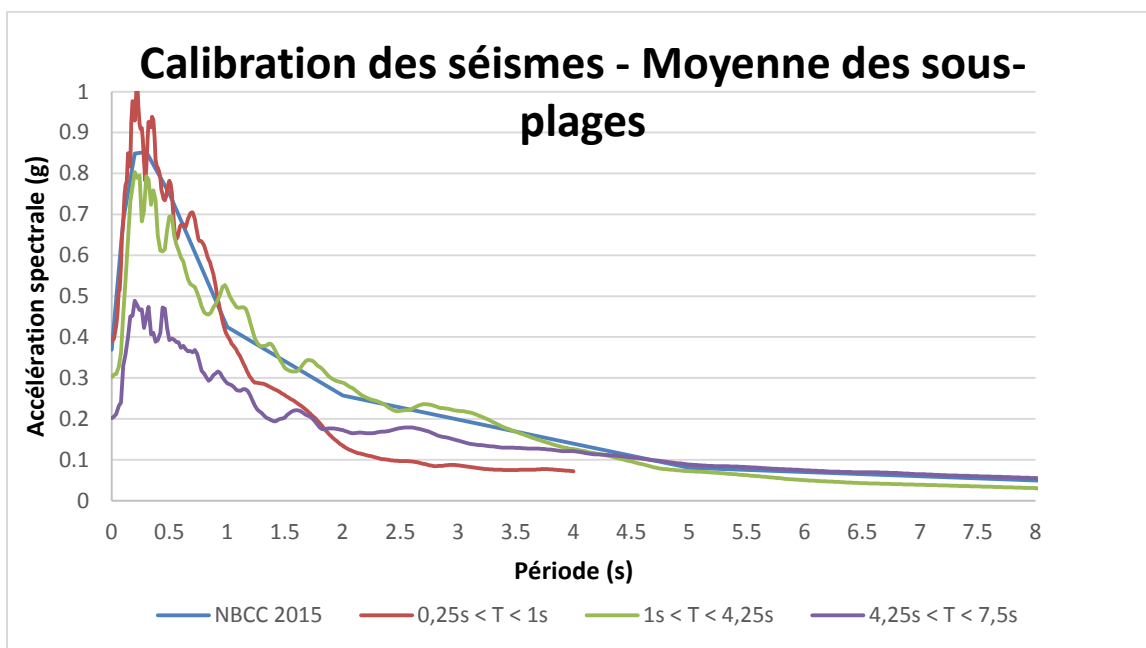


Figure 6-9 : Calibration des séismes - Moyenne des sous-plages Vancouver

Les Figure 6-10 et Figure 6-11 montrent la médiane et le 84<sup>e</sup> percentile sur la plage 0,25 s à 4,25 s et sur la plage 0,25 s à 8 s respectivement. Il est possible de voir dans les 2 cas que la médiane de tous les séismes sous-estime l'accélération spectrale du code alors que le 84<sup>e</sup> percentile la surestime. Le code du bâtiment se base actuellement sur la valeur médiane. Il est possible de voir dans les figures suivantes que la valeur médiane des séismes donnera une évaluation non conservatrice du comportement sismique des structures. Utiliser le 84<sup>e</sup> percentile peut fournir une évaluation sécuritaire, mais il peut surévaluer de façon importante les valeurs d'accélération spectrales pour les courtes périodes.

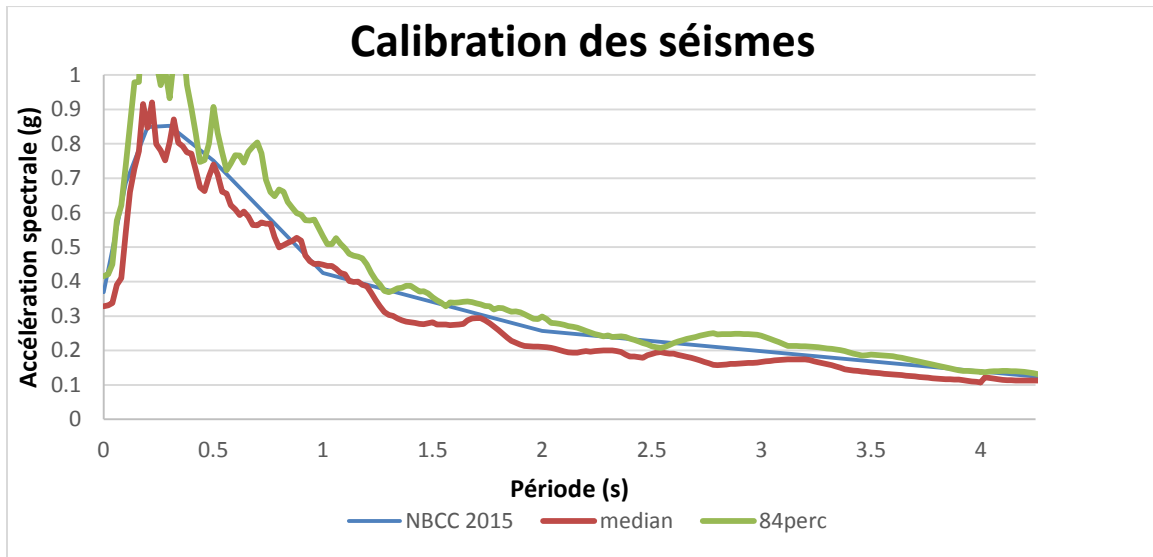


Figure 6-10 : Médiane et 84e percentile plage 0,25 à 4,25 secondes Vancouver

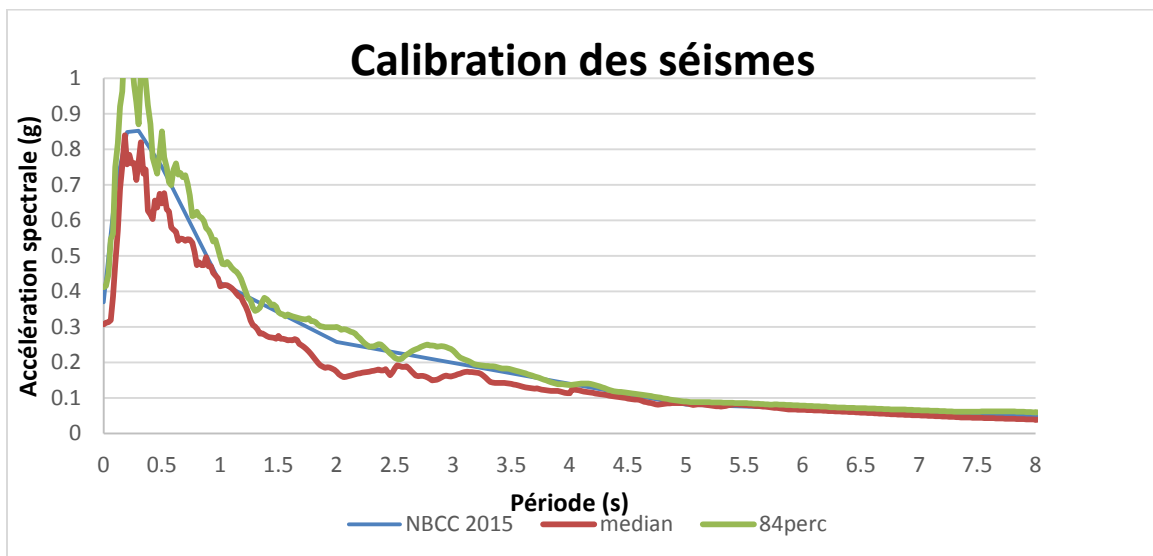


Figure 6-11 : Médiane et 84e percentile plage 0,25 à 8 secondes Vancouver

### 6.1.3.3 Montréal

La même procédure a été appliquée à Montréal. Cependant, pour Montréal, les périodes fondamentales des bâtiments de 5 et 15 étages sont différentes. La plage de périodes à couvrir par les séismes choisis diffère donc un peu de celle de Vancouver. Pour les bâtiments de 5 étages, la plage est de  $0,33 \text{ s} < T < 3,32 \text{ s}$  alors qu'elle est de  $0,76 \text{ s} < T < 7,6 \text{ s}$  pour les bâtiments de 15 étages. En arrondissant, la plage à couvrir pour tous ces bâtiments est de  $0,25 \text{ s} < T < 8,0 \text{ s}$ . Cette plage est divisée en 3 sous-plages :  $0,25 \text{ s} < T < 1 \text{ s}$ ,  $1 \text{ s} < T < 4,25 \text{ s}$  et  $4,25 \text{ s} < T < 8 \text{ s}$ . Au total, 16 séismes ont été choisis pour ces trois sous-plages

(Tableau 6-3), 5 séismes pour la première sous-plage et 5 séismes pour les deux dernières sous plages. La Figure 6-12 illustre les différentes sous-plages par rapport au spectre de dimensionnement du code.

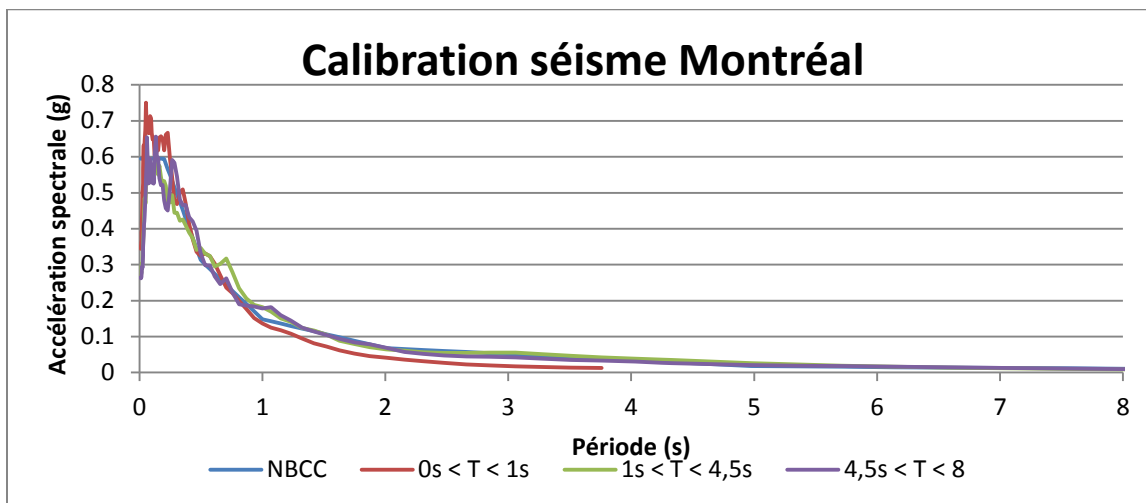


Figure 6-12 : Calibration des séismes - Moyenne des sous-plages Montréal

La différence entre les séismes de Vancouver et de Montréal est qu'aucun enregistrement historique n'existe pour Montréal. En effet, tous les séismes choisis pour Montréal proviennent d'enregistrements simulés, alors que la majorité des séismes de Vancouver étaient des enregistrements historiques. Les scénarios magnitude-distance pour Montréal ont aussi été choisis pour refléter la désagrégation de l'aléa sismique pour Montréal pour la probabilité de dépassement de 2% sur 50 ans. Au tableau 6-2, le premier chiffre du numéro du séisme correspond à la magnitude.



Tableau 6-3 : Liste des séismes choisis pour Montréal

Plage	Séisme	Distance (km)	Amplification	Source
$0\text{ s} < T < 1\text{ s}$	6c1	7	0.6	seismotoolbox
$0\text{ s} < T < 1\text{ s}$	6c1	15	0.5	seismotoolbox
$0\text{ s} < T < 1\text{ s}$	6c1	42	0.9	seismotoolbox
$0\text{ s} < T < 1\text{ s}$	6c2	24	1.5	seismotoolbox
$0\text{ s} < T < 1\text{ s}$	7c1	26	0.5	seismotoolbox
$0\text{ s} < T < 1\text{ s}$	7c1	32	0.8	seismotoolbox
$1\text{ s} < T < 4,5\text{ s}$	7c2	3	1.5	seismotoolbox
$1\text{ s} < T < 4,5\text{ s}$	7c2	6	1.7	seismotoolbox
$1\text{ s} < T < 4,5\text{ s}$	7c2	8	1.6	seismotoolbox
$1\text{ s} < T < 4,5\text{ s}$	7c2	35	2.8	seismotoolbox
$1\text{ s} < T < 4,5\text{ s}$	7c2	44	2	seismotoolbox
$4,5\text{ s} < T < 8$	7c2	7	1.4	seismotoolbox
$4,5\text{ s} < T < 8$	7c2	24	2.1	seismotoolbox
$4,5\text{ s} < T < 8$	7c2	41	2.8	seismotoolbox
$4,5\text{ s} < T < 8$	7c2	42	2.8	seismotoolbox
$4,5\text{ s} < T < 8$	7c2	43	2.95	seismotoolbox

Pour Montréal, la médiane des accélérations spectrales des 16 séismes choisis est précise pour les courtes périodes, alors qu'elle sous-estime la sollicitation du code pour les moyennes à longues périodes. Pour les moyennes et longues périodes, le 84<sup>e</sup> percentile est plus précis, comme montré sur la Figure 6-13 et la Figure 6-14.

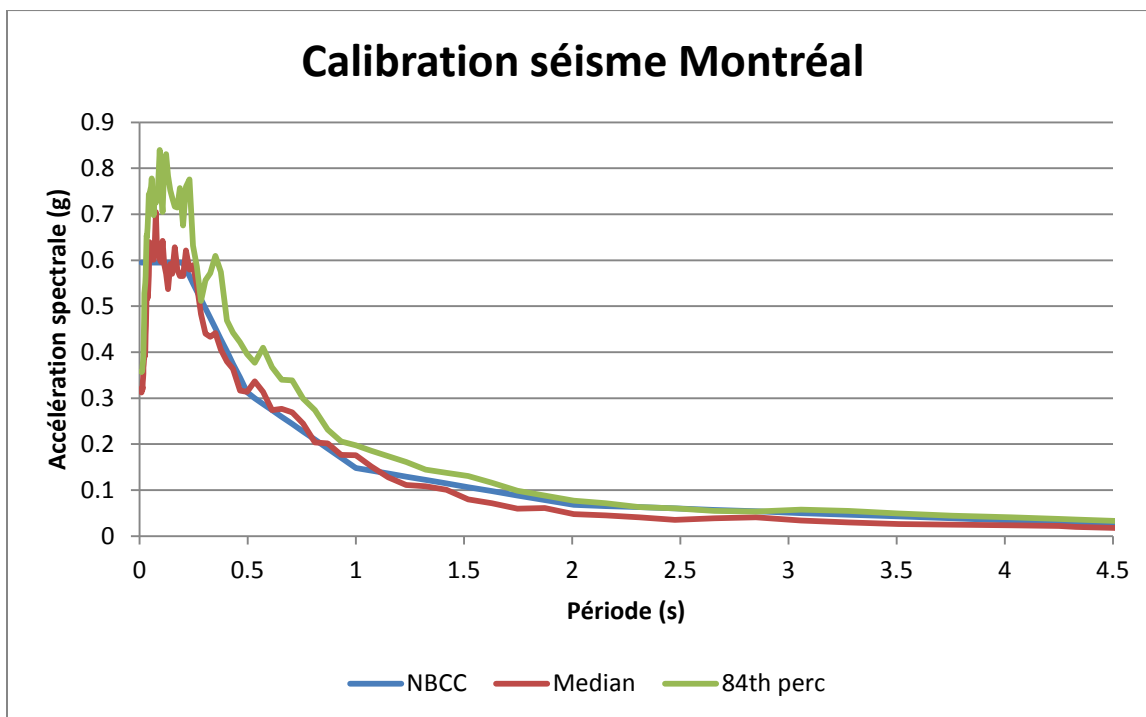


Figure 6-13 : Médiane et 84e percentile plage 0,25 à 4,5 secondes Montréal

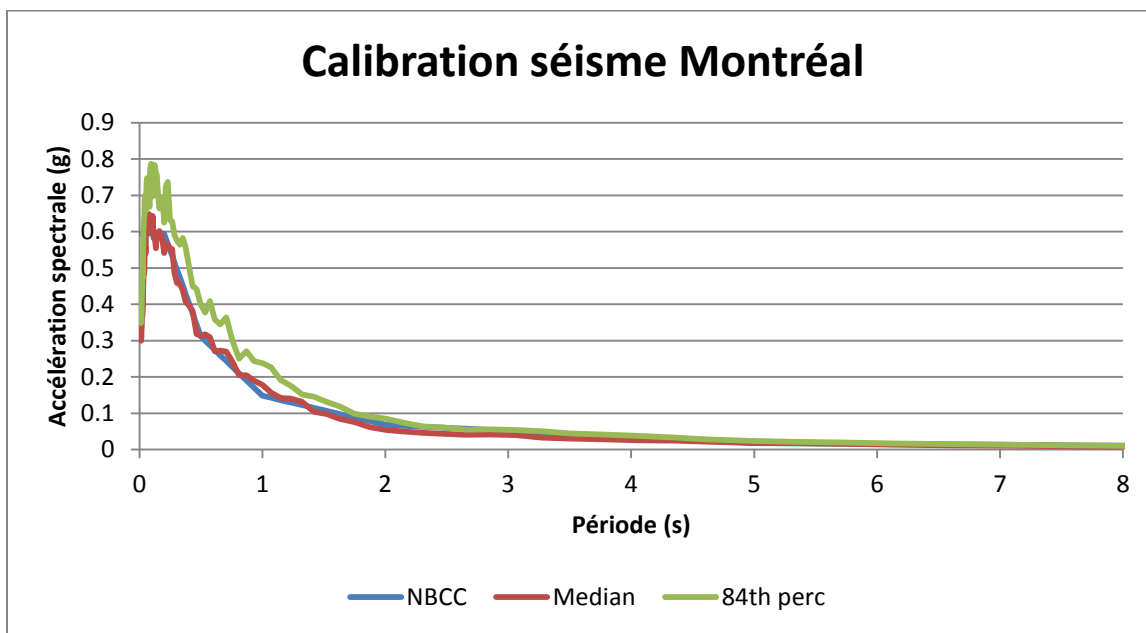


Figure 6-14 : Médiane et 84e percentile plage 0,25 à 8 secondes Montréal

#### 6.1.3.4 Conclusion

Les recommandations pour la sélection et la calibration de séismes ont été respectées et les séismes montrés dans les tableaux précédents ont été choisis. La médiane des accélérations spectrales de tous ces

séismes sous-estime les valeurs du code alors que le 84<sup>e</sup> percentile a tendance à surestimer les valeurs du code. Étant donné que ces valeurs sont sous les valeurs du code, il serait peut-être plus juste de prendre une valeur entre la médiane et le 84<sup>e</sup> percentile. Cependant, le code est actuellement basé sur les valeurs médianes, alors le reste des analyses seront basées sur ces valeurs.

## 6.2 Analyses temporelles non linéaires

Pour chacune des analyses temporelles, les déplacements inter-étages et la rotation inélastique maximale des liens ont été compilés. Les efforts axiaux et de flexion maximum ont également été enregistrés pour tous les éléments du cadre. Afin d'interpréter ces résultats, la médiane, le 84<sup>e</sup> percentile, la moyenne des trois valeurs maximales et la valeur maximale sont montrées aux graphiques. Afin de simplifier la présentation, seuls les efforts des éléments à gauche du cadre sont présentés dans ce qui suit. Les efforts des éléments à droite du cadre sont dans tous les cas semblables aux efforts dans les éléments à gauche du cadre et ne seront pas présentés.

Pour la majorité des bâtiments étudiés dans ce projet, la rigidité latérale du premier étage était légèrement inférieure à celle du second étage. Cette particularité est due au fait que le 1<sup>er</sup> étage a une hauteur plus grande que les autres étages, que l'angle des diagonales en est affecté et que cela résulte une moins grande rigidité latérale au premier étage. Cette particularité n'est pas intentionnelle et a été remarquée lors de l'analyse des résultats de l'analyse temporelle. Cette caractéristique peut expliquer les rotations inélastiques et déplacements latéraux plus importants au premier étage de même que des efforts lus importants dans certaines membrures du premier étage. Seuls deux bâtiments ne présentaient pas cette caractéristique : MTL-EBFM-5-5%-7,5 et MTL-EBFC-5-5%-7,5-résist. Pour les autres bâtiments, on notera que la différence de rigidité latérale entre les deux premiers étages est plus petite que la valeur au-delà de laquelle une irrégularité de rigidité verticale (irrégularité de type 1) existe dans la structure, comme décrit à l'article 4.1.8.6.1) du code national du bâtiment.

L'analyse temporelle a été divisée en 9 sections. Les 6 premières sections regroupent les bâtiments selon leur hauteur (5, 10 et 15 étages) et leur localisation (Vancouver et Montréal). Les 2 dernières sections sont pour les conceptions « e' » et les conceptions « lien léger ».

### 6.2.1 Vancouver 5 étages

Les figures 6-15 et 6-16 montrent le déplacement inter-étages et la rotation inélastique du lien des 3 types de conceptions pour le bâtiment de 5 étages à Vancouver.

#### Déplacement inter-étage

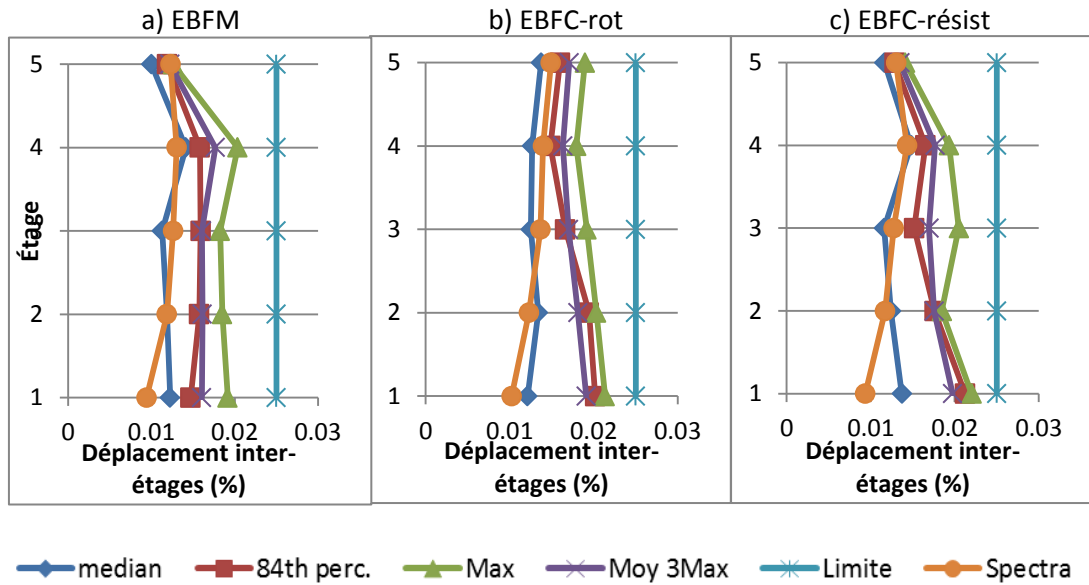


Figure 6-15 : Déplacements inter-étages Vancouver 5 étages

## Rotation inélastique du lien

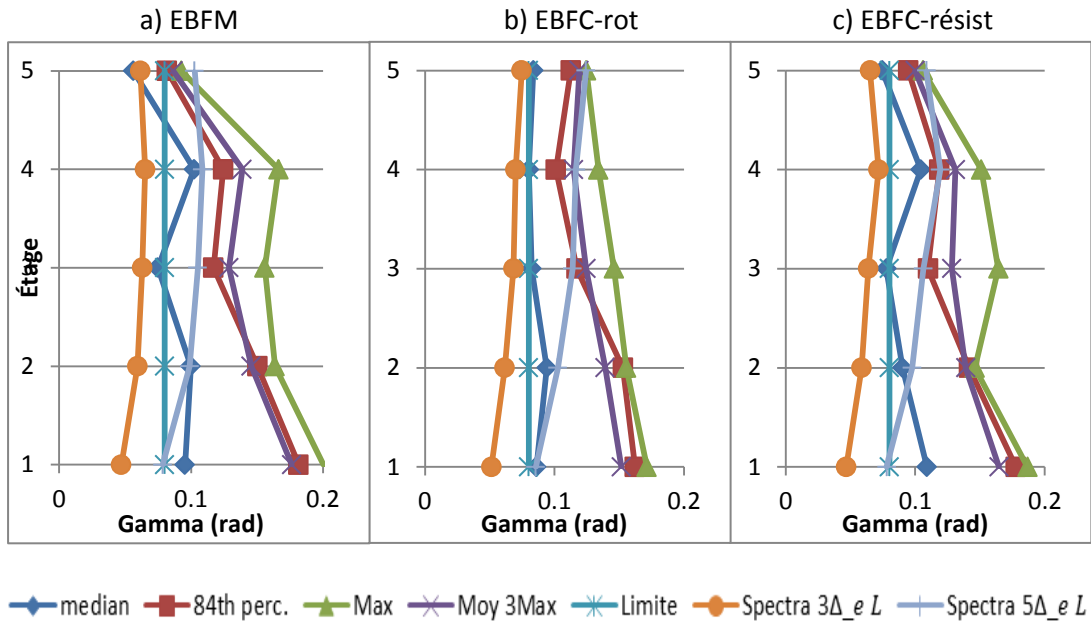


Figure 6-16 : Rotation inélastique des liens Vancouver 5 étages

Sur la figure 6.15, on indique les déplacements inter-étages prédits par la méthode spectrale (courbe « Spectra ») et la limite de 2.5% de la hauteur de l'étage (courbe « Limite »). Sur la figure, on remarque que les déplacements inter-étages prédits par l'analyse spectrale approximent bien les valeurs médianes obtenues de l'analyse temporelle. Aucune des conceptions ne semble être plus performante que les autres. Pour la conception EBFM, les déplacements inter-étages aux 1<sup>er</sup> et 4<sup>e</sup> étages dépassent les valeurs spectrales prédites. Pour la conception EBFC-rot, c'est plutôt au 1<sup>er</sup> et au 2<sup>e</sup> étage où les déplacements inter-étages sont dépassés. Pour la conception EBFC-résist, les valeurs médianes des déplacements inter-étages sont plus grandes aux 1<sup>er</sup>, 2<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> étages que les valeurs spectrales. Le déplacement inter-étages n'était pas un facteur limitant dans la conception de ces structures. Ce sont plutôt les efforts sismiques dans les éléments à l'extérieur du lien qui gouvernaient la conception des bâtiments de 5 étages à Vancouver. Sur la figure 6-16, on montre la rotation inélastique des liens qui étaient prédites par l'analyse spectrale de même que la limite de 0,08 rad. Pour l'analyse spectrale, on présente deux prédictions : « Spectra 3Δ<sub>e</sub>L » et « Spectra 5Δ<sub>e</sub>L ». La première est calculée avec l'équation 2-15, alors que la deuxième est calculée avec :

$$\gamma_p = \frac{5\Delta_e L}{h_{se}} \quad (6-10)$$

Sur la figure 6-17, les valeurs médianes sont toutes plus élevées que les valeurs « Spectra  $3\Delta_eL$  » et on peut conclure que l'équation 2-15 ne permet pas de prédire de façon sécuritaire les rotations inélastiques des liens pour les bâtiments de 5 étages à Vancouver. C'est pour cette raison que la courbe « Spectra  $5\Delta_eL$  » a été ajoutée. Cette dernière semble mieux correspondre à la valeur médiane. Cependant, même avec la nouvelle équation 6-10, la rotation inélastique au 1<sup>er</sup> étage est sous-évaluée par rapport aux valeurs médianes obtenues pour les structures de type EBFM et EBFC-resist. Ceci peut être dû au fait que le premier étage des structures était plus flexible.

Pour ce bâtiment, on note que l'on sous-estime les rotations inélastiques avec l'équation 2-15 alors que la prédiction des déplacements inter-étages est adéquate.

Les figures 6-17 à 6-20 présentent les efforts axiaux et de flexion dans les poutres, les diagonales et les colonnes pour les conceptions modulaire, conventionnelle rotulée et conventionnelle résistantes aux moments. Dans ces figures, les efforts obtenus de l'analyse temporelle (Cf\_TH ou Mf\_TH) sont divisés par l'effort prédit par la conception par capacité (Cf\_des ou Mf\_des). Lorsque la valeur est supérieure à 1, cela signifie que l'effort calculé par la conception par capacité est inférieur à celui obtenu de l'analyse temporelle non linéaire.

## Effort axial poutre

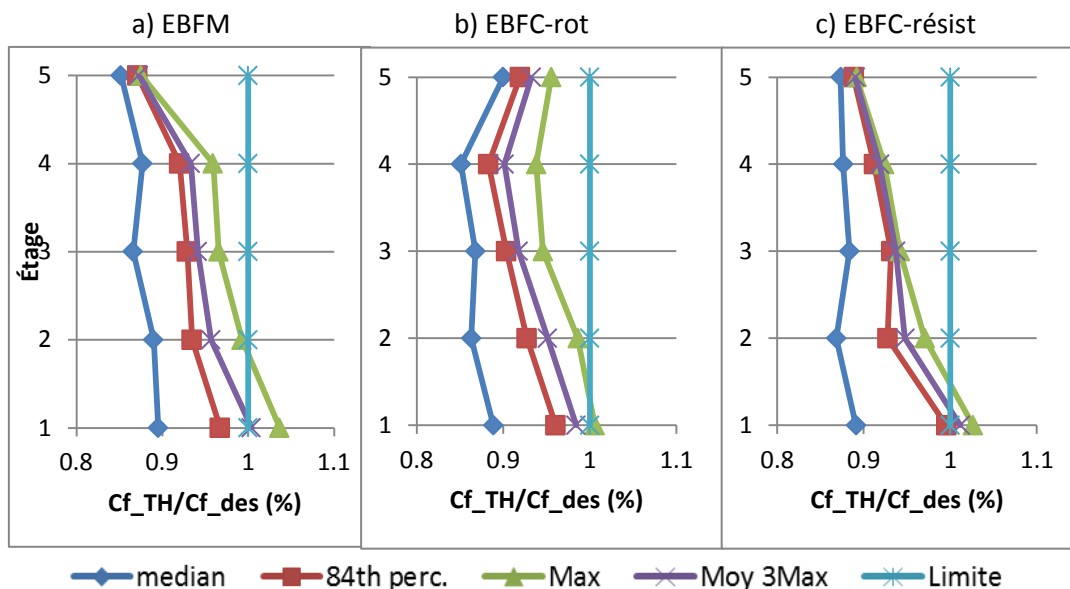


Figure 6-17 : Effort axial dans les poutres Vancouver 5 étages

## Effort flexion poutre

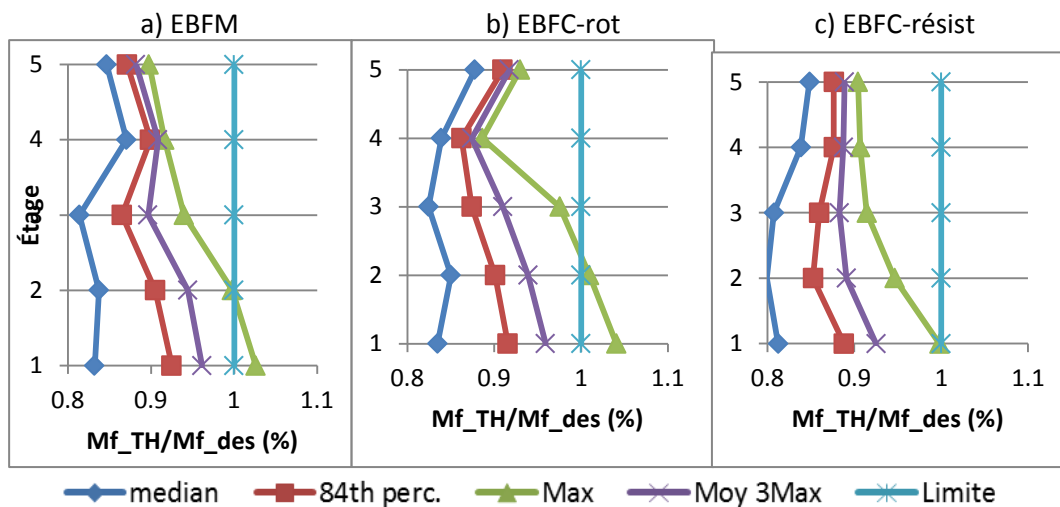


Figure 6-18 : Effort axial dans les poutres Vancouver 5 étages

## Effort axial diagonale

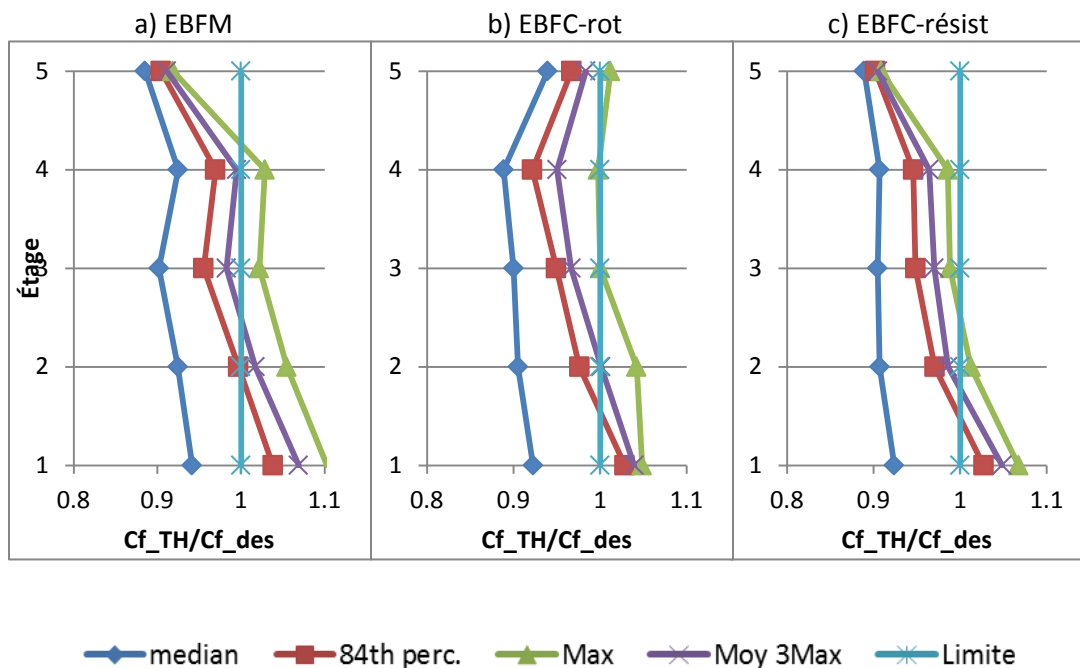


Figure 6-19 : Effort axial dans les diagonales Vancouver 5 étages

## Effort axial Colonne

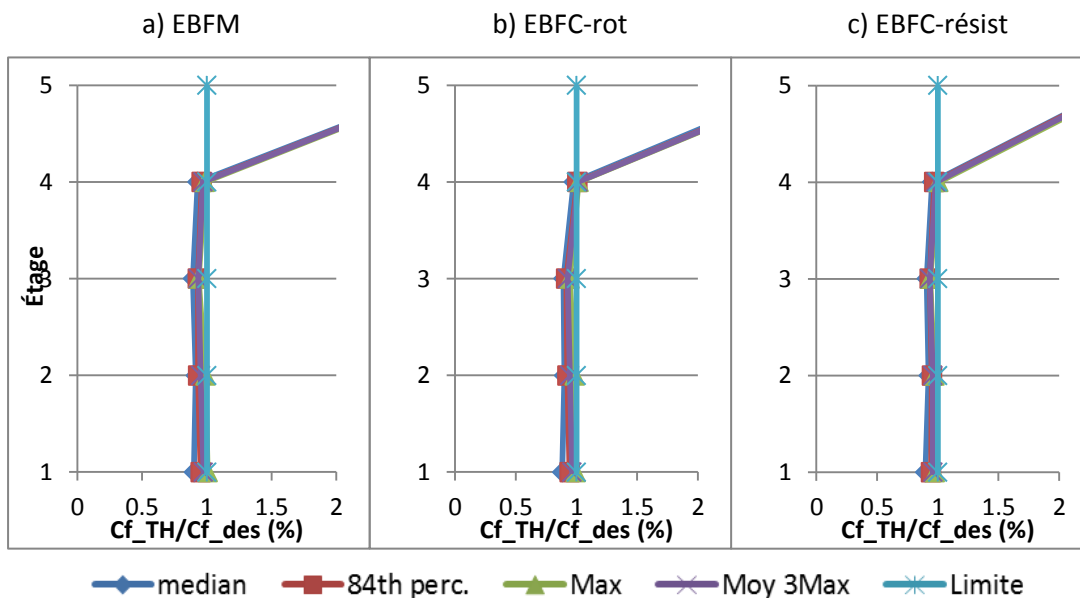


Figure 6-20 : Effort axial dans les colonnes Vancouver 5 étages



Pour tous les étages et toutes les conceptions, tous les efforts prédits dans la conception par capacité sont plus grands que l'effort médian de l'analyse temporelle. La seule exception est l'effort axial dans la colonne au 5<sup>e</sup> étage. Pour les autres courbes, seules les valeurs au-dessus de la valeur médiane de l'analyse temporelle dépassent la prédiction de la conception, et ce, principalement au 1<sup>er</sup> étage. À la figure 6-16, on note que les rotations inélastiques dans les liens sont plus élevées dans les étages inférieurs, ce qui a probablement donné à des efforts plus importants dans les liens (écrouissage plus prononcé), ce qui a pu donner lieu aux efforts plus élevés qui sont observés à ces étages.

Sur la figure 6-20, on note que les efforts semblent très mal prédits pour les colonnes au 5<sup>e</sup> étage. Ceci n'est pas critique parce que la même section de colonnes est utilisée dans les étages 3 à 5 et que cette section a été sélectionnée pour les efforts au 3<sup>e</sup> étage qui sont beaucoup plus importants. Ainsi, même si les efforts dans la colonne au 5<sup>e</sup> étage sont près de 3 fois la valeur prédite, ces efforts sont tout de même bien en dessous de la résistance en compression de la colonne. La Figure 6-21 illustre bien ce propos. Dans cette figure, les efforts médians, 84<sup>e</sup> percentile, moyenne des 3 valeurs max et maximales ( $C_f$ ) sont divisés par la résistance pondérée à la compression de la colonne choisie ( $C_r$ ). La courbe des résultats obtenus lors de la conception par capacité a été ajoutée sur cette figure et il est possible de voir qu'elle est dépassée seulement au 5<sup>e</sup> étage.

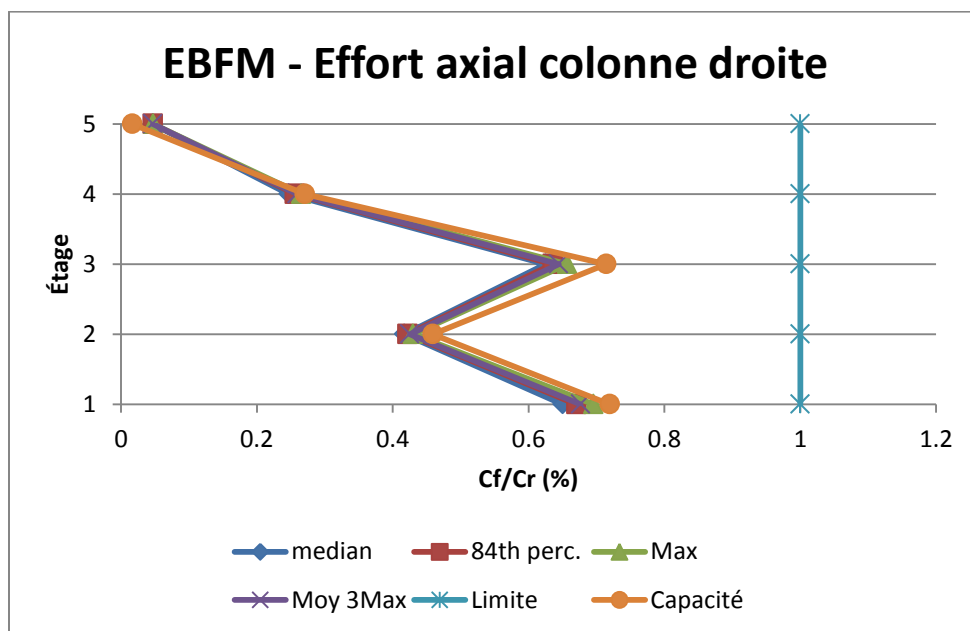


Figure 6-21 : EBFM - Effort axial colonne droite

Sur la Figure 6-19, le 84<sup>e</sup> percentile, la moyenne des 3 plus grands résultats et la valeur maximale des efforts axiaux dans les diagonales dépassent la prédiction de la méthode de conception par capacité. Étant donné que 12 enregistrements sismiques ont été choisis pour les structures de 5 étages, la valeur du 84<sup>e</sup>

percentile correspond à la 3<sup>e</sup> valeur la plus grande. Donc, lorsque la valeur du 84<sup>e</sup> percentile est plus grande que la valeur par capacité, cela signifie qu'au moins 3 enregistrements ont causé des efforts plus grands que la valeur prédite par la conception par capacité. C'est exactement ce qui est observé ici. Pour toutes les structures, les séismes Landers 832, Loma Prieta 812 et Hector Mines 1768 causent les dépassements des efforts dans les diagonales.

Les dépassements des efforts peuvent être expliqués par la mauvaise calibration du matériau « Série » tel qu'expliqué à la section 6.1.2.3 et illustré à la Figure 6-7. Dans le matériau « Série », le matériau « élastoplastique » devait limiter l'effort maximal généré par le lien. Toutefois, le matériel « élastoplastique » n'a pas fonctionné comme prévu et des efforts plus élevés que  $1,35 V_p$  ont pu se développer dans les liens.

La Figure 6-22 montre la médiane, le 84<sup>e</sup> percentile, la moyenne des 3 valeurs maximales et la valeur maximale du ratio de cisaillement maximal ( $V_f$ ) sur le cisaillement plastique ( $V_p$ ) de la section dans la structure VAN-EBFM-5-10-7,5. La conception par capacité a été effectuée avec une valeur de  $1,3 V_p$ . On voit qu'il est effectivement possible que le 84<sup>e</sup> percentile, la moyenne des 3 valeurs maximales et la valeur maximale dépassent la valeur utilisée lors de la conception par capacité et qu'il y a une excellente corrélation entre les efforts dans les liens de la Figure 6-22 et les efforts dans les diagonales de la figure 6-19. Une même corrélation existe avec les efforts axiaux et moments de flexion dans les poutres aux figures 6-17 et 6.18. Ceci explique pourquoi les efforts dans les autres éléments du cadre sont aussi élevés par rapport à la prédiction de la conception par capacité.

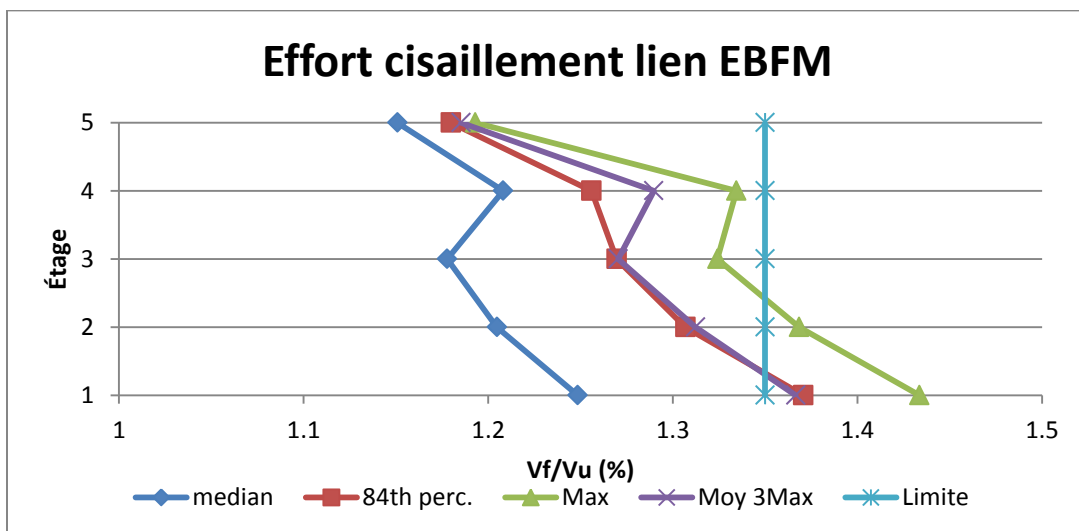


Figure 6-22 : Effort cisaillement du lien

En bref, l'analyse spectrale a bien prédit les déplacements latéraux médians de l'analyse temporelle non-linéaire. Pour les rotations inélastiques du lien, l'équation 6-10 permet de mieux prédire la valeur médiane

de l'analyse temporelle non-linéaire comparée à la prédiction de l'équation 2-15. Les prévisions des efforts par la méthode de conception par capacité sont supérieures aux efforts médians de l'analyse temporelle non-linéaire. Les dépassements des courbes d'effort « 84 th perc », « Moy 3 Max » et « Max » sont attribuables à une mauvaise modélisation du matériau des éléments liens.

## 6.2.2 Vancouver 10 étages

Le comportement des bâtiments de 10 étages à Vancouver est similaire à celui des bâtiments de 5 étages à Vancouver. Il y a dépassement des efforts dans les membrures du cadre pour les étages inférieurs, comme il est possible de le constater de la Figure 6-23 à la Figure 6-26, mais les déplacements de l'analyse spectrale correspondent bien aux déplacements inter-étages médians de l'analyse temporelle non linéaire (voir Figure 6-27).

### Effort axial poutre

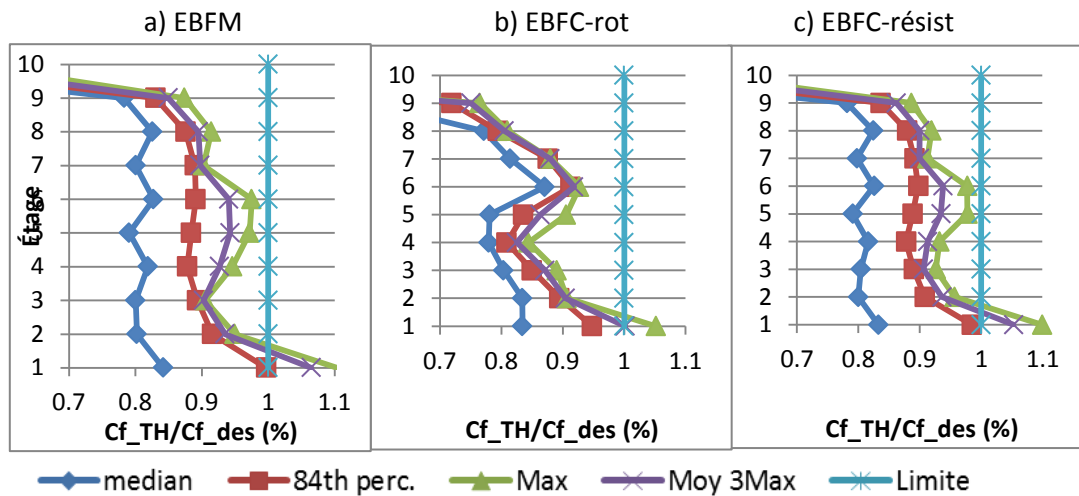


Figure 6-23 : Effort axial poutre Vancouver 10 étages

## Effort flexion poutre

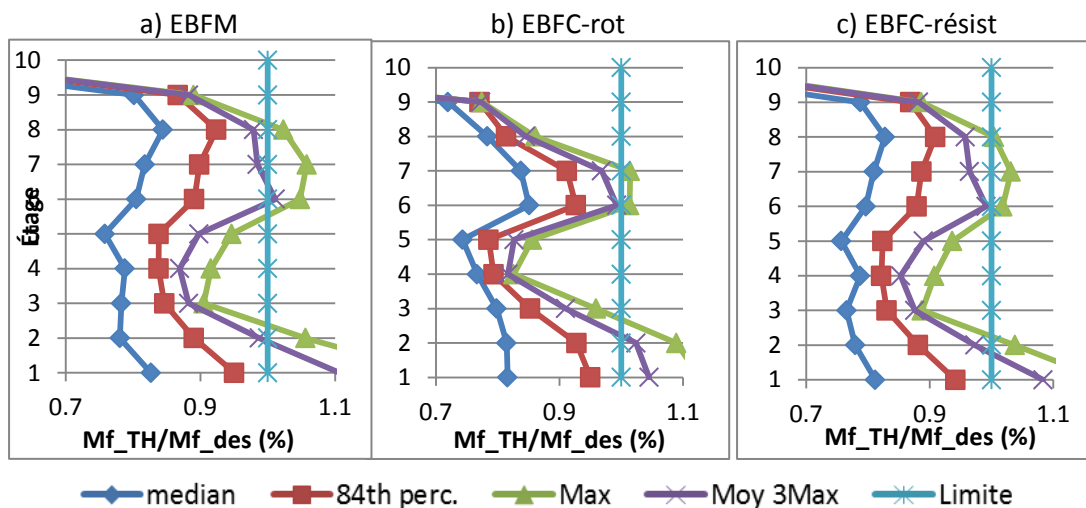


Figure 6-24 : Effort Flexion poutre Vancouver 10 étages

## Effort axial diagonale

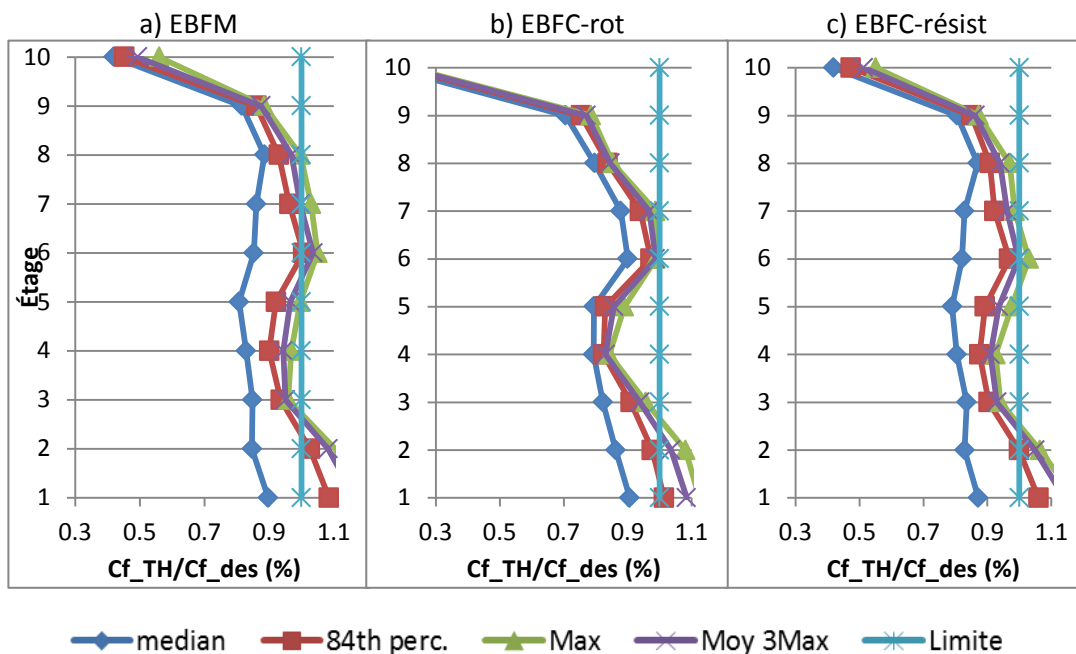


Figure 6-25 : effort axial diagonale Vancouver 10 étage

## Effort axial Colonne

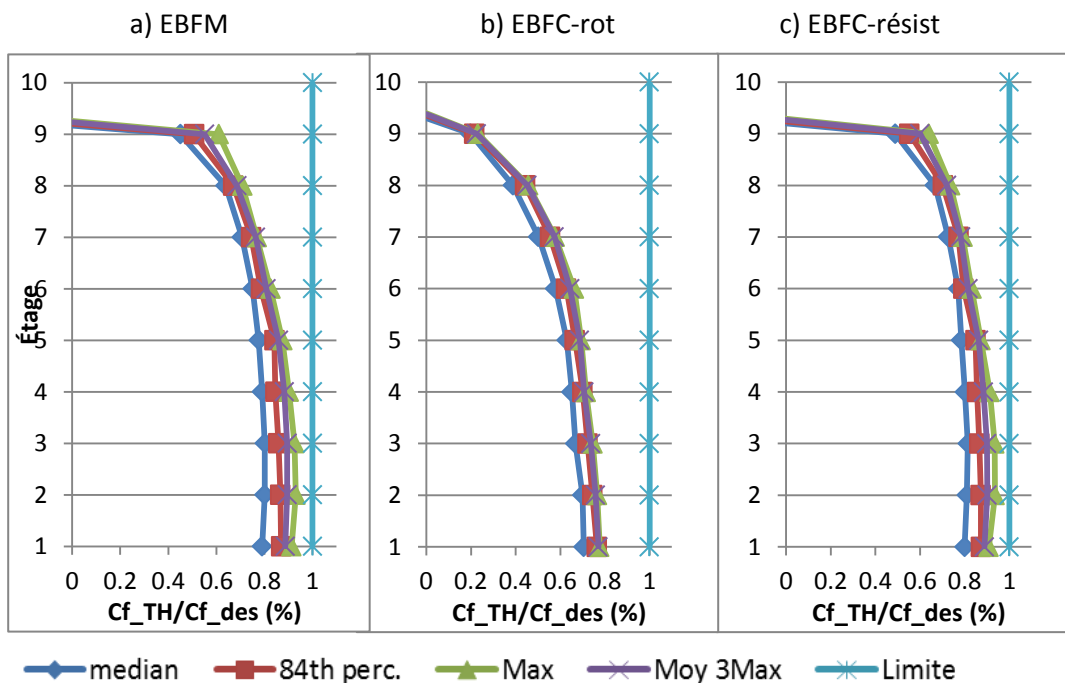


Figure 6-26 : effort axial colonne Vancouver 10 étage

## Déplacement inter-étage

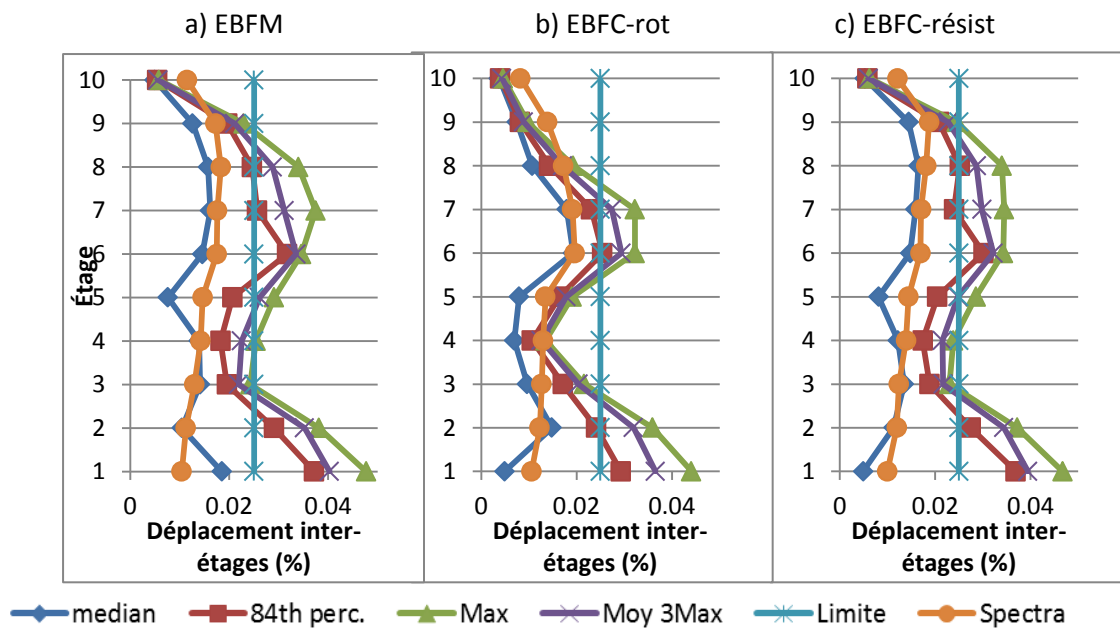


Figure 6-27: Déplacement inter-étages Vancouver 10 étages

## Rotation inélastique du lien

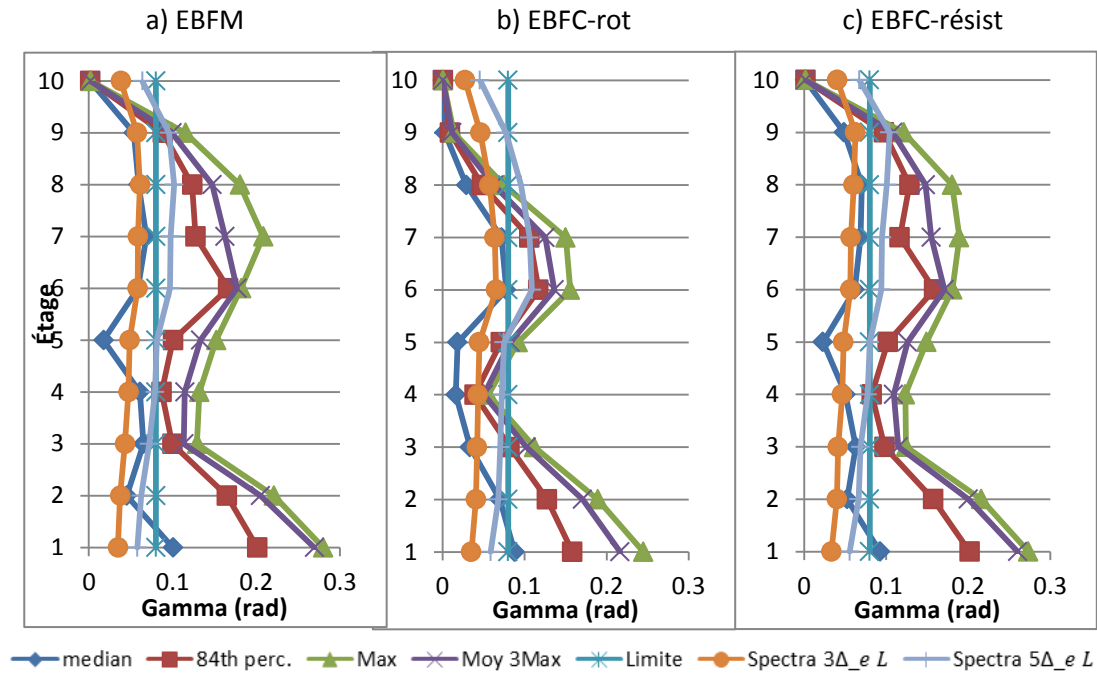


Figure 6-28 : Rotation inélastique du lien Vancouver 10 étages

La Figure 6-23, la Figure 6-24, la Figure 6-25 et la Figure 6-26 montrent les efforts axiaux dans les poutres, diagonales et colonnes et les efforts de flexion dans les poutres divisés par les efforts prédits par la conception par capacité. Contrairement aux bâtiments de 5 étages, les 17 séismes ont été utilisés afin de couvrir toute la plage de périodes pour Vancouver. Les constats pour les efforts sont semblables à ce qui a été observé pour le bâtiment de 5 étages. C'est-à-dire que les courbes médianes sont toujours sous la valeur prédite par la conception par capacité et il y a dépassement de la valeur du 84<sup>e</sup> percentile pour les diagonales.

De manière générale, les diagonales sont les seuls éléments où un dépassement de la courbe « 84<sup>e</sup> percentile » est observé. On note que la conception par capacité protège toujours bien les colonnes. Pour cette raison et pour alléger la présentation, les résultats pour les efforts ne seront plus présentés pour les conceptions subséquentes. Typiquement, les efforts les plus grands dans les membrures surviennent aux étages où les déplacements inter-étages sont les plus grands.

Sur la Figure 6-28, la rotation inélastique du lien est différente pour le bâtiment de 10 étages. L'équation 2-15 est imprécise seulement dans le bas de la structure, alors qu'elle était imprécise pour toute la structure pour les bâtiments de 5 étages. Il y a dépassement de la courbe « Spectra  $3\Delta_e L$  » par la courbe médiane entre le 1<sup>er</sup> et le 4<sup>e</sup> étage et entre le 6<sup>e</sup> et le 8<sup>e</sup> étage pour les conceptions de types EBFM et

EBFC-résist. La courbe « Spectra  $5\Delta_{eL}$  » surévalue la rotation inélastique des liens dans le haut du bâtiment, mais semble assez juste pour le bas du bâtiment. Utiliser l'équation 6-10 donnerait des conceptions plus conservatrices. Bien que la rotation inélastique médiane dépasse la courbe « Spectra  $3\Delta_{eL}$  », le dépassement de la valeur limite de 0,08 rad ne survient qu'au 1<sup>er</sup> étage dont la rigidité est un peu plus faible que le second étage. Pour les conceptions spectrales des bâtiments de 10 étages, la rotation inélastique ne contrôlait pas la conception. Si les rotations inélastiques avaient contrôlé la conception, le dépassement de la courbe « Spectra  $3\Delta_{eL}$  » par la courbe médiane représenterait une situation plus critique. La rotation inélastique du lien aurait pu contrôler la conception si un lien plus court avait été choisi.

La raison pour laquelle la rotation inélastique est plus faible pour le EBFC-rot est que les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  sont moins bien distribués sur la hauteur du bâtiment pour cette structure. Ceci est dû au fait que des poutres plus grosses ont dû être choisies afin de satisfaire les équations d'interaction axial-flexion dans la poutre à l'extérieur du lien. Des profilés plus gros doivent alors être choisis pour respecter les critères de conception par capacité et ceci augmente la rigidité latérale du bâtiment à ces étages. L'augmentation de la rigidité latérale diminue l'amplitude des déflexions latérales et les rotations inélastiques du lien.



### 6.2.3 Vancouver 15 étages

Les Figure 6-29 et Figure 6-30 montrent les déplacements inter-étages des structures « T » et « T2 » de 15 étages à Vancouver. Dans les deux cas, les déplacements de l'analyse spectrale prédisent bien la sollicitation médiane des analyses temporelles. Pour les conceptions « T », la courbe spectrale est plus près de la courbe « 84<sup>e</sup> percentile ». C'est parce que les déplacements inter-étages sont surévalués lorsqu'ils sont calculés avec la période limite de 2 secondes. Pour les conceptions « T2 », la courbe spectrale est plus près des valeurs médianes, ce qui ressemble plus aux conceptions des bâtiments de 5 et 10 étages. En se fiant aux résultats obtenus, le calcul des déplacements inter-étages avec une période supérieure à 2 secondes ne semble pas causer de problèmes sur la réponse sismique. Cependant, il est important de vérifier les déplacements inter-étages dus au vent lorsqu'on permet de calculer les déplacements inter-étages avec une période supérieure à 2 secondes. Dans le cas présent, ce sont les déplacements inter-étages dus au vent qui gouvernent le choix des éléments à l'extérieur du cadre. En fait, une des raisons pouvant expliquer la bonne performance des conceptions « T2 » est que la conception des structures était influencée par le contrôle des déplacements inter-étages dus au vent. De ce fait, les conceptions T2 demeuraient assez rigides.

#### Déplacement inter-étage

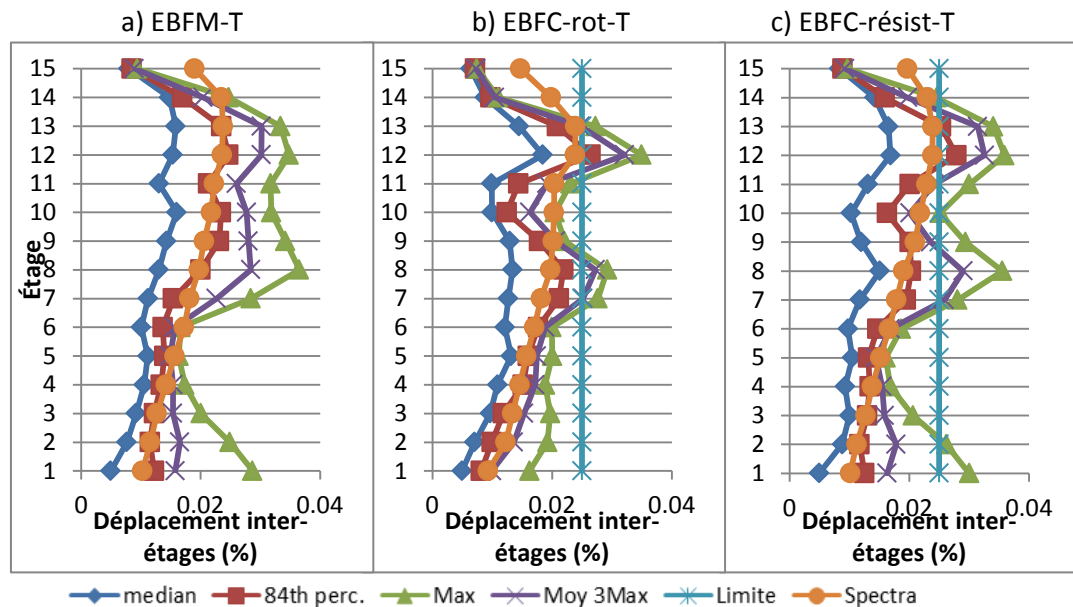


Figure 6-29 : Déplacement inter-étages Vancouver 15 étages T

## Déplacement inter-étage

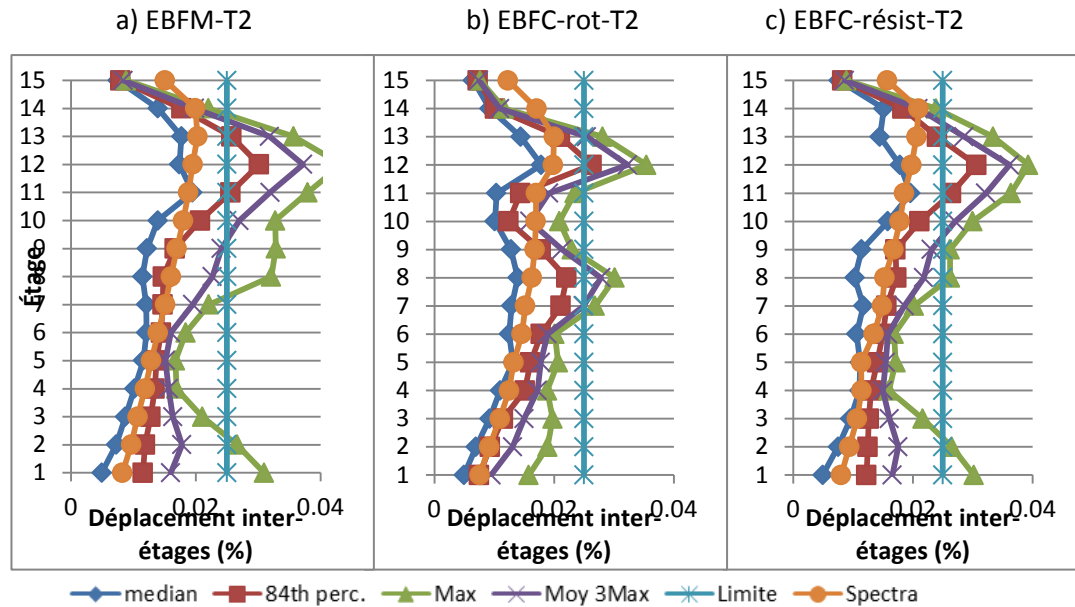


Figure 6-30 : Déplacement inter-étages Vancouver 15 étages T2

Les rotations inélastiques des liens des structures « T » et « T2 » sont présentées à la Figure 6-31 et la Figure 6-32. Pour cette structure, on constate que la courbe « Spectra  $3\Delta_e L$  » surestime les valeurs médianes des rotations pour les conceptions « T » et est proche de la courbe médiane pour les conceptions « T2 ». Cette tendance est la même que pour les déplacements inter-étages. Pour les bâtiments de 15 étages, l'utilisation de l'équation 6-10 ne serait donc pas justifiée, car elle surévalue la rotation inélastique pour les conceptions « T » et « T2 ». Elle pourrait être recommandée seulement pour les bâtiments de 5 et 10 étages.

Sur les figures, on observe aussi que les rotations inélastiques médianes varient sur la hauteur des structures. Les rotations sont très faibles dans les étages supérieurs, comme prévu compte tenu des rapports  $V_{fi}/V_{ri}$  inférieurs à 1,0 dans ces étages. Dans les autres étages, on note toujours des variations importantes de la rotation médiane malgré que les rapports  $V_{fi}/V_{ri}$  étaient généralement uniformes et proches de l'unité. Les variations sont plus importantes pour la conception EBFC-rot et moins prononcées pour les conceptions EBFM, ce qui est en accord avec les rapports  $V_{fi}/V_{ri}$ . Les variations des rotations sur la hauteur de la structure sont aussi plus marquées lorsque l'on examine les percentiles plus élevés (84<sup>ème</sup> percentile, moyenne des 3 plus grandes valeurs, valeur maximum). Les variations de ces valeurs sont plus prononcées que celles des déplacements inter-étages ou celles des rotations pour les bâtiments moins élevés. Ces observations suggèrent que les contreventements excentriques sont des structures susceptibles à des concentrations de déformations inélastiques sur leur hauteur, même si les rapports

$V_{fi}/V_{ri}$  sont généralement uniformes et proches de l'unité, et que cette tendance est plus prononcée pour des bâtiments plus élevés.

### Rotation inélastique du lien

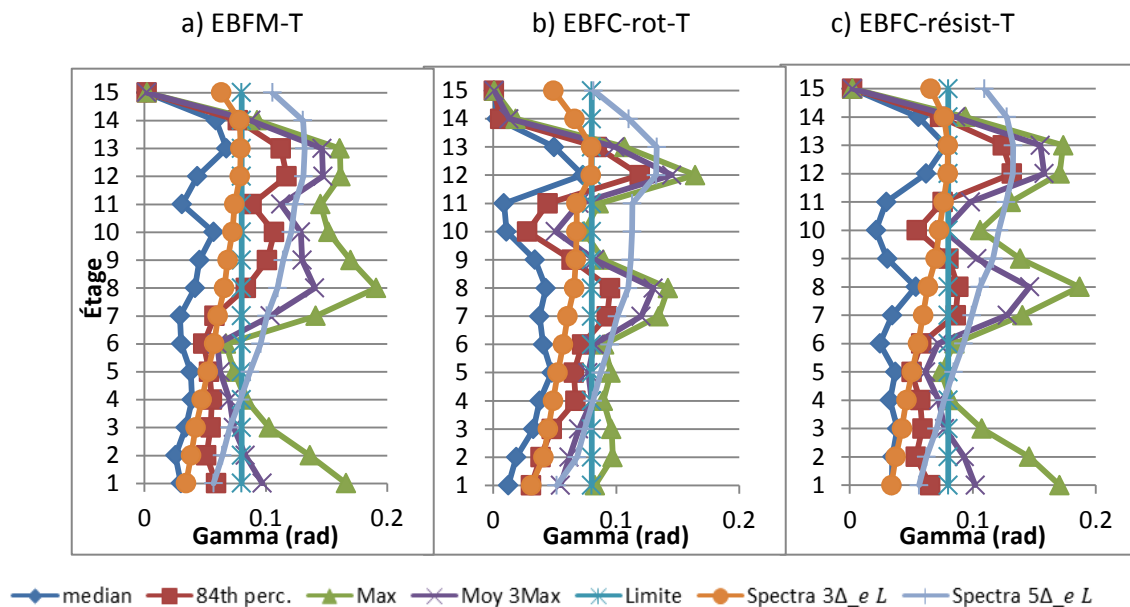


Figure 6-31 : Rotation inélastique du lien Vancouver 15 étages T

### Rotation inélastique du lien

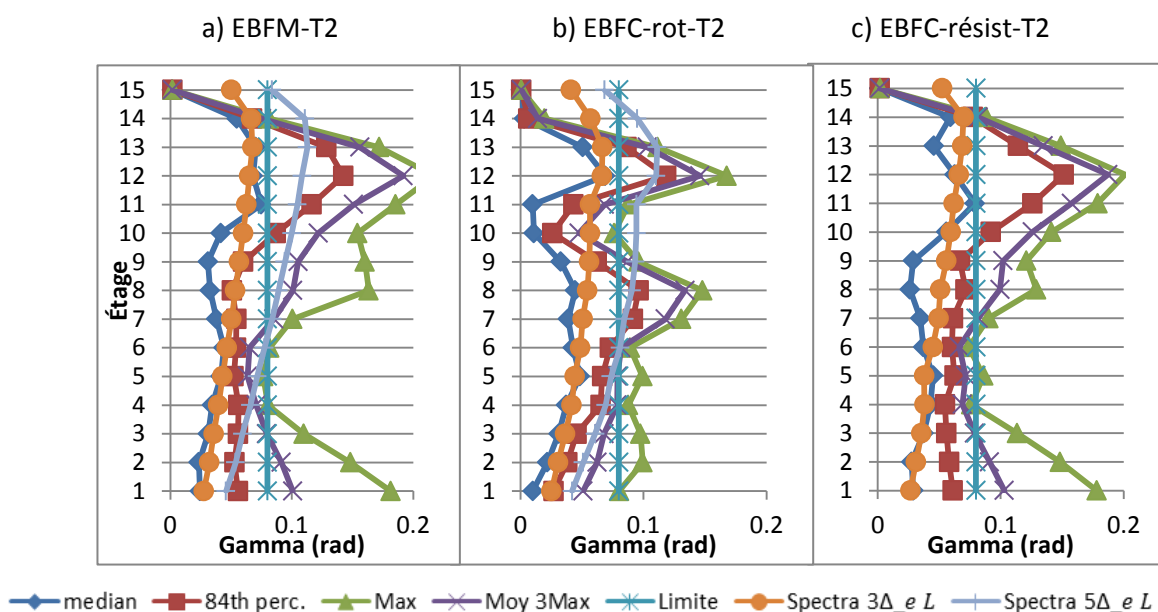


Figure 6-32 : Rotation inélastique du lien Vancouver 15 étages T2

La Figure 6-33 illustre les efforts axiaux dans les colonnes du cadre. La courbe « limite » correspond aux valeurs de la conception par capacité. La courbe «  $R_d R_0 = 1,3$  » correspond aux efforts maximums dans le cadre contreventé. Pour Vancouver, les efforts de la conception par capacité sont toujours plus faibles que les efforts sismiques calculés avec un  $R_d R_0 = 1,3$ . La courbe « limite  $R_y V_p$  » correspond à l'effort de la conception par capacité, mais en omettant le facteur 1,3 de l'équation 2-16. Cette courbe montre qu'une relaxation pourrait être envisagée les étages où les rotations inélastiques dans les liens sont faibles ou nulles.. L'utilisation de l'équation 2-16 pour le calcul des efforts dans les colonnes des deux derniers étages du haut de la structure est conservatrice. Alors que cette équation était justifiée pour les structures de 5 étages, l'utilisation du facteur 1,3 résulte en une surcapacité qui n'est pas nécessaire dans les étages supérieurs pour les structures de 15 étages.

## Effort axial Colonne

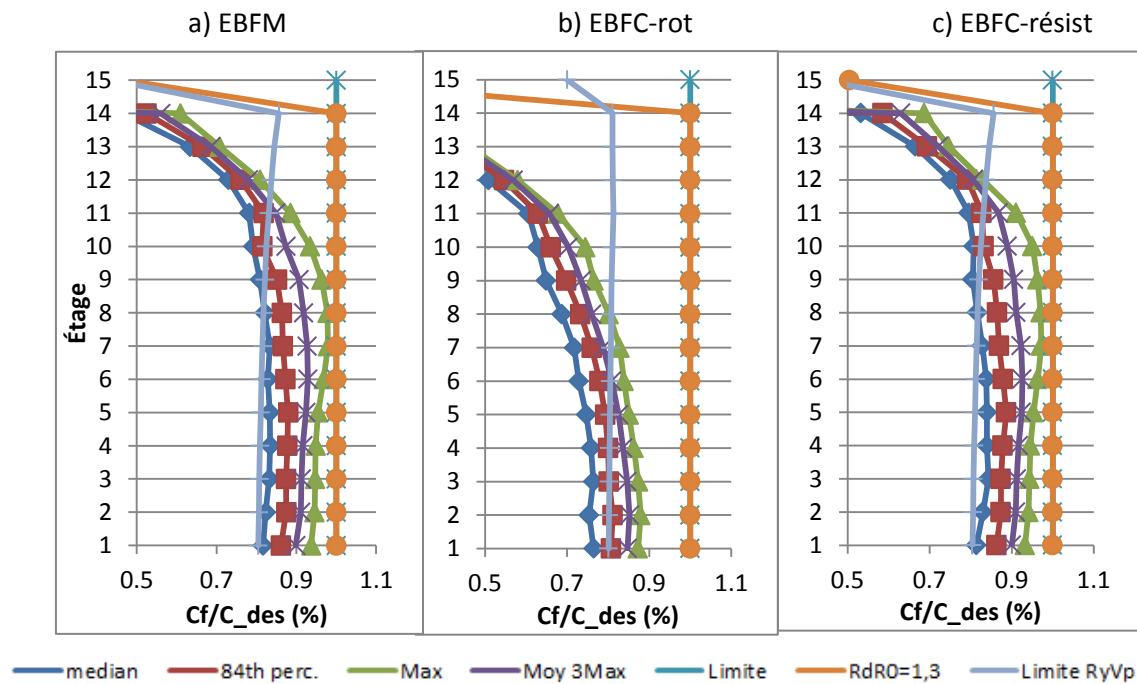


Figure 6-33 : Vancouver 15 étage : effort colonne

### 6.2.4 Montréal 5 étages

À Montréal, les efforts sismiques sont moins importants qu'à Vancouver et les efforts dus au vent prennent une place plus importante dans la conception. Cela signifie qu'une surrésistance est induite dans les liens afin qu'ils demeurent élastiques sous les charges de vent. Cela se voit particulièrement dans le bas des structures. Ceci diminue le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  aux étages concernés et peut affecter grandement la réponse sismique des structures.

La Figure 6-34 et la Figure 6-35 montrent les déplacements inter-étages et les rotations inélastiques des liens des bâtiments de 5 étages à Montréal. Les 3<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> étages sont ceux qui subissent les plus grandes déformations sismiques pour les structures de type EBFM et EBFC-resist alors que pour la conception EBFC-rot, seul le 4<sup>e</sup> étage est fortement sollicité par les séismes. L'inégalité de la distribution des sollicitations sismiques induit des rotations inélastiques proches de la limite de 0,08 rad aux 3<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> étages alors que les rotations dans les liens aux autres étages restent bien en dessous de la limite. En excluant les étages subissant de grandes rotations inélastiques, les valeurs de rotations médianes maximales pour les autres étages sont égales à 0,026 pour EBFM, 0,033 pour EBFC-rot et 0,029 pour EBFC-résist. Avec une meilleure distribution des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$ , on peut penser que le comportement sismique se rapprocherait de celui qui a été observé pour le bâtiment de 5 étages à Vancouver. Une analyse sur l'uniformisation des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  a été effectuée et est présentée à la section 6.2.6.3. Puisqu'il y a eu dépassement de la courbe Spectra 3 $\Delta_eL$  et de la limite de 0,08 rad, l'utilisation de l'équation 6-10 est suggérée pour les bâtiments de 5 étages à Montréal.

## Déplacement inter-étage

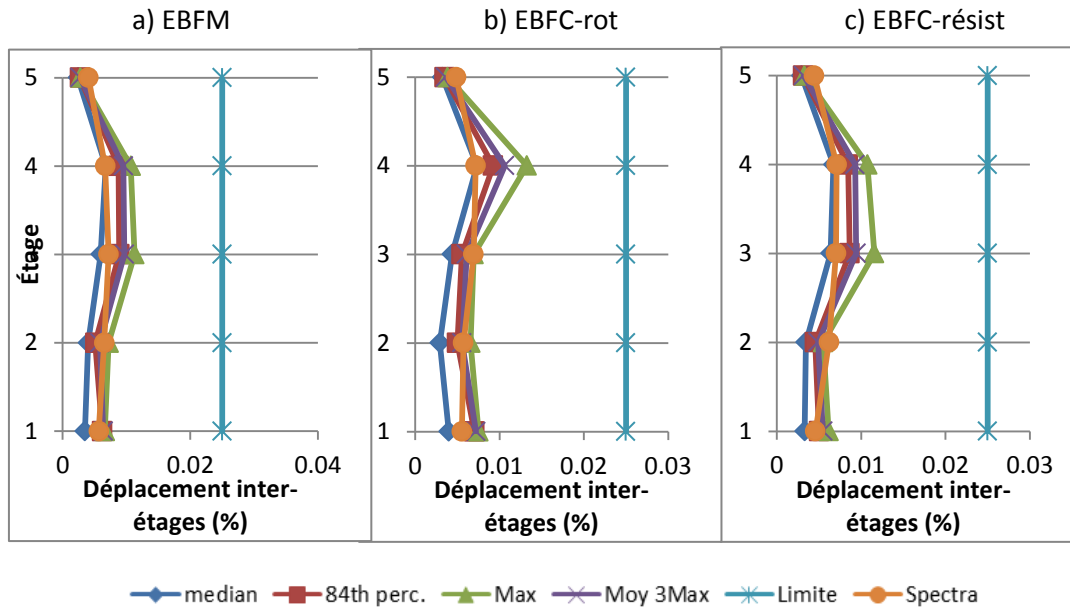


Figure 6-34 : Déplacement inter-étages Montréal 5 étages

## Rotation inélastique du lien

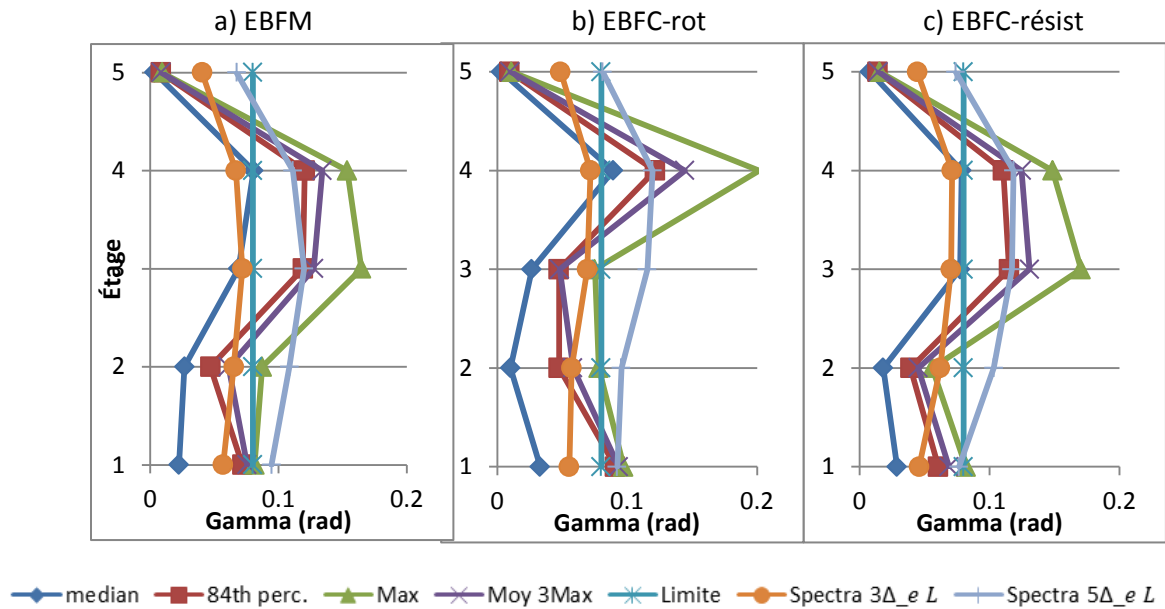


Figure 6-35 : Rotation inélastique du lien Montréal 5 étages

La Figure 6-36 montre les efforts axiaux dans les poutres. Pour les 3 conceptions, l'étage où l'effort est le plus grand correspond à l'étage où la rotation inélastique du lien était la plus importante. La mauvaise

distribution du ratio  $V_{IL}/V_{IL}$  cause donc une concentration des déformations et efforts à certains étages. Pour ces étages, les valeurs « 84 th perc. », « Max 3 Moy » et « Max » des efforts axiaux dans les poutres dépassent la valeur calculée de la conception par capacité.

## Effort axial poutre

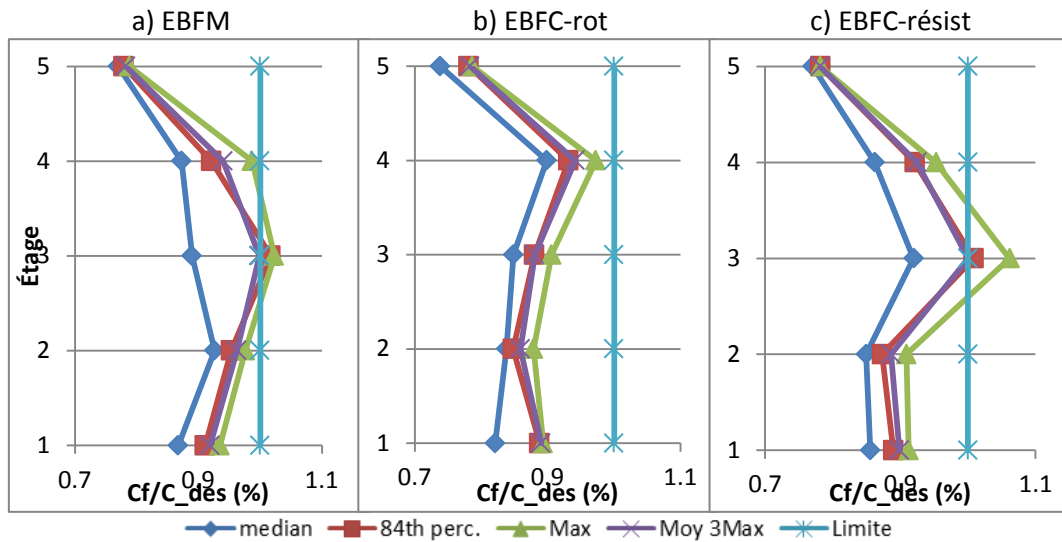


Figure 6-36 : Effort axial MTL 5 étages

### 6.2.5 Montréal 10 étages

Au chapitre 5, il n'était pas prévu d'étudier des bâtiments de 10 étages pour Montréal. Une analyse limitée a tout de même été effectuée pour une conception EBFM pour ce bâtiment. N'ayant pas fait d'analyse afin de déterminer la longueur de poutre et longueur de lien donnant la conception la plus économique, on a utilisé une poutre de 9 mètres et  $e/L = 10\%$  pour cette structure (MTL-EBFM-10-10%-9-T). La Figure 6-37 montre les déplacements inter-étages et la rotation inélastique du lien de ce bâtiment :

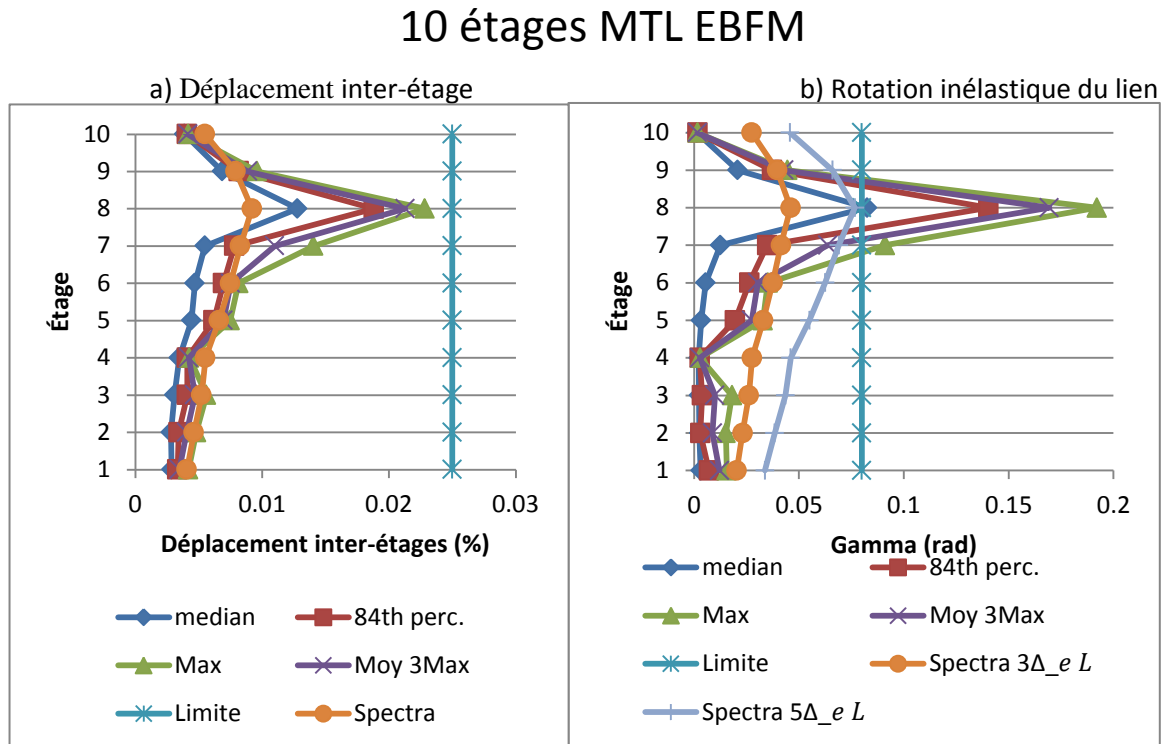


Figure 6-37 : Bâtiment 10 étages Montréal

Comme dans les autres structures, les déplacements inter-étages médians sont généralement bien prédits par l'analyse spectrale. Par contre, on note que les déplacements inter-étages et les rotations inélastiques sont concentrés 7 à 9. Ceci était à prévoir puisque les liens des 7 premiers étages ont été sélectionnés pour la résistance aux efforts de cisaillement induits par les charges de vent et les 3 liens des étages supérieurs ont été choisis pour satisfaire le critère sur le mode de plastification. Pour cette structure, aucun lien n'avait été choisi en fonction des efforts sismiques.



## Effort axial élément cadre EBFM

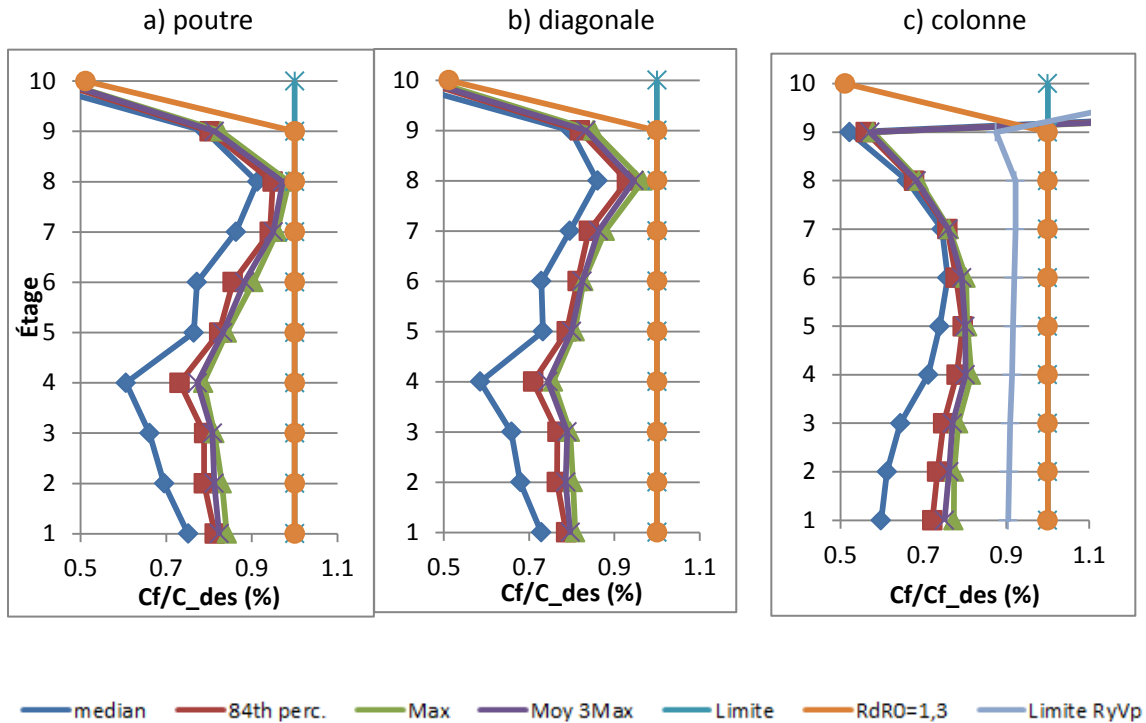


Figure 6-38 : Effort Axial EBFM élément du cadre

L'article 27.2.1 de la norme S16 stipule que les éléments du cadre doivent être conçus selon le principe de conception par capacité, mais que les efforts de conception peuvent être limités à ceux induits par des forces sismiques calculées avec  $R_dR_o=1,3$ . Dans la Figure 6-38, la courbe « Limite » correspond aux efforts de la conception par capacité en faisant fi de la limite maximale de  $R_dR_o=1,3$ . Pour cette structure, on a utilisé ces valeurs pour faire la conception («  $C_{des}$  » correspond aux efforts obtenus avec la résistance probable du lien calculée avec les équations 2-16 et 2-17). La courbe «  $R_dR_o = 1,3$  » correspond à la limite supérieure permise par la norme.

Pour ce bâtiment de 10 étages, on voit que la limite correspondant à  $R_dR_o = 1,3$  pouvait s'appliquer au 10<sup>e</sup> étage seulement, là où la surrésistance du lien est la plus importante. Pour les poutres et diagonales, la conception avec cette limite est sécuritaire. Pour certains étages où peu de déformation plastique survient, une réduction supplémentaire aurait pu être appliquée. Cette réduction pourrait être basée sur les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$ , mais sans l'utilisation d'une analyse temporelle, il est difficile de déterminer avec justesse le degré de plastification des liens à chaque étage.

Les efforts de l'analyse temporelle dans les colonnes au 10<sup>e</sup> excèdent les efforts de la limite supérieure correspondant à  $R_dR_o=1,3$  mais, comme expliqué précédemment, la conception du dernier segment des

colonnes a été basée sur les efforts au 7<sup>e</sup> étage, là où la conception par capacité gouvernait et donnait des efforts supérieurs à ceux de l'analyse temporelle. Les colonnes sont les seuls éléments du cadre où les efforts s'accumulent à partir du toit. L'hypothèse pour la conception par capacité est que les liens à tous les étages plastifient en même temps. En regardant la Figure 6-38c, il est évident que cette approche donne lieu à un excédent de capacité dans les colonnes. La norme S16 permet déjà d'utiliser un effort réduit ( $1,15V_u$ ) pour les colonnes en dessous des deux étages supérieurs. Cette approche semble sécuritaire pour le bâtiment de 10 étages à Montréal.

.

## 6.2.6 Montréal 15 étages

Les conceptions étudiées à la section 6.2.6.1 ont été réalisées sans considération de la limite des efforts correspondant à  $R_d R_0 = 1,3$ . À la section 6.2.6.2, on étudie le comportement de la conception EBFM qui a été modifiée en tenant compte de la limite sur les efforts correspondant à  $R_d R_0 = 1,3$ . La différence entre les deux conceptions EBFM est cependant faible parce que le choix de la majorité des éléments à l'extérieur du lien était gouverné par le respect des limites sur les déplacements inter-étages dus au vent. Finalement, une troisième conception a été effectuée afin d'examiner si limiter la variation des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  sur la hauteur du bâtiment pouvait donner de meilleurs résultats. Cette conception est étudiée à la section 6.2.6.3.

### 6.2.6.1 Montréal 15 étages – conception du bâtiment de la section 5.3

À Montréal, seuls les liens à certains étages subissent des déformations inélastiques pour les bâtiments de 15 étages. Ceci donne des comportements sismiques imprévisibles et caractérisés par des variations importantes sur la hauteur de la structure. En effet, le choix des liens à tous les étages sauf les 14<sup>e</sup> et 15<sup>e</sup> étages est gouverné par la résistance aux efforts dus au vent. Les liens aux 14<sup>e</sup> et 15<sup>e</sup> étages ont été choisis pour respecter le critère de plastification en cisaillement, soit  $e < 1,6M_p/V_p$ . Pour les structures de 15 étages à Montréal, aucun lien n'est conçu pour résister aux efforts sismiques. Cela signifie aussi qu'il n'y a presque pas de différence entre les conceptions « T » et les conceptions « T2 ». Puisque l'avantage des conceptions « T2 » est de diminuer les déplacements inter-étages sismiques. Pour Montréal, les déplacements inter-étages dus au vent contrôlent le choix de membrures pour toutes les conceptions et la conception T2 n'a donc pas d'impact. Les Figure 6-39 à Figure 6-42 montrent les déplacements inter-étages et la rotation inélastique des liens pour les conceptions « T » et « T2 » pour les bâtiments de 15 étages à Montréal.

Pour toutes les conceptions, les 7 premiers étages demeurent élastiques sous les charges sismiques puisque les liens ne montrent aucune rotation inélastique (valeurs médianes). Pour les structures de type EBFC-rot, ce sont les 9 premiers étages qui demeurent élastiques sous les charges sismiques. Ce comportement concentre les déformations dans le haut de la structure, où les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  sont relativement plus élevés que dans le reste de la structure. Les bâtiments de 15 étages à Montréal sont les seules structures où la courbe médiane de la rotation inélastique du lien dépasse la courbe « Spectra  $5\Delta_e L$  ». Ceci ne cause pas de problème dans ce cas-ci puisque le contrôle des rotations inélastique n'était pas un facteur limitant pour ces structures. Cependant, si un lien plus court avait été choisi, la rotation inélastique aurait pu devenir un facteur limitant. Il y aurait alors pu y avoir un dépassement de la limite de 0,08 rad qui n'aurait pas pu être prédit par la nouvelle équation 6-10.

## Déplacement inter-étage

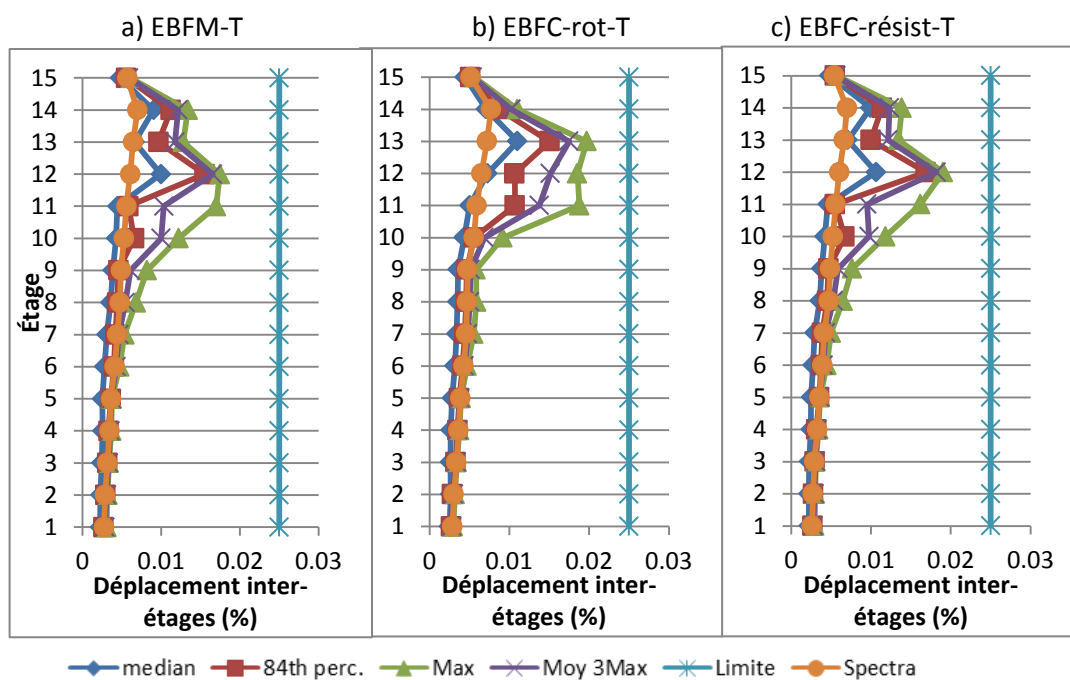


Figure 6-39 : Déplacement inter-étages Montréal 15 étages T

## Déplacement inter-étage

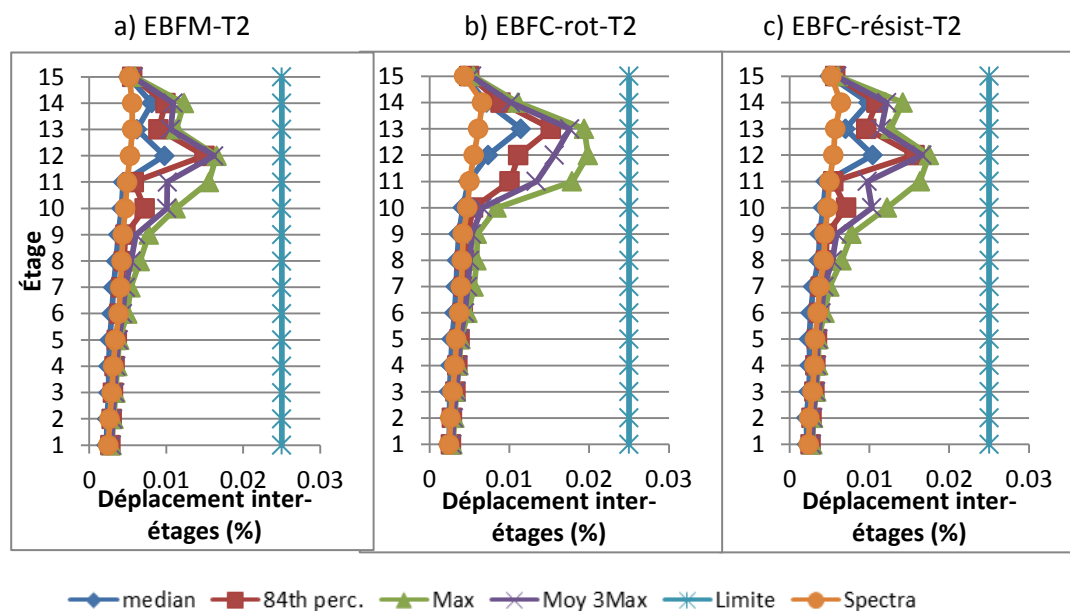


Figure 6-40 : Déplacement inter-étages Montréal 15 étage T2

## Rotation inélastique du lien

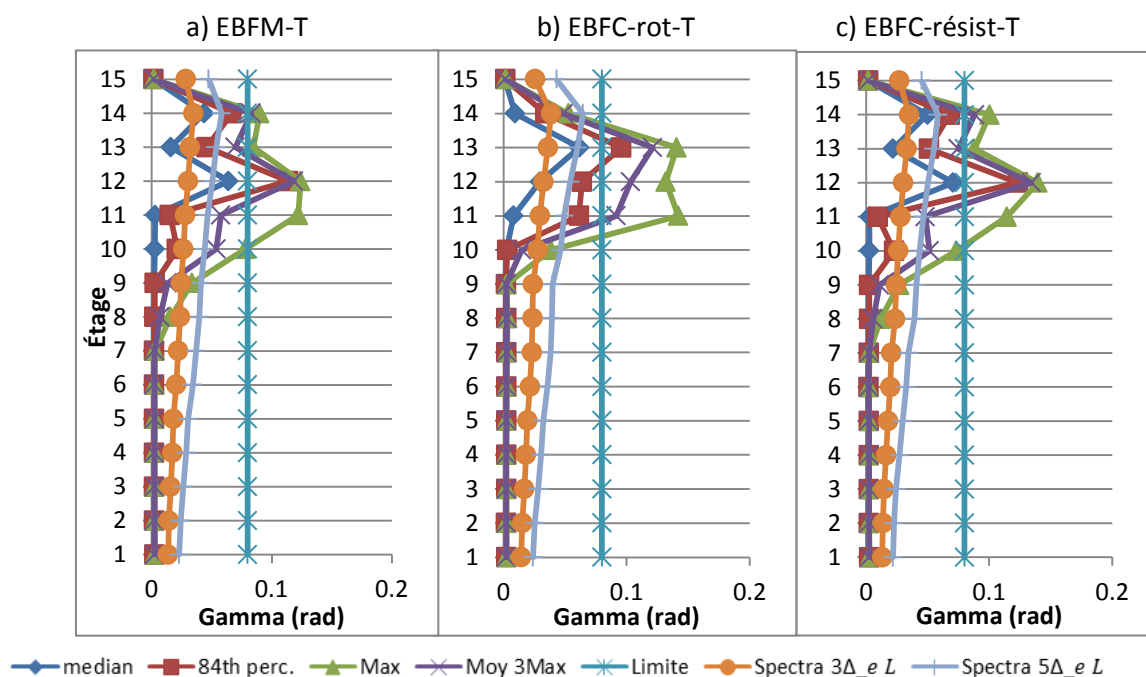


Figure 6-41 : Rotation inélastique du lien Montréal 15 étages T

## Rotation inélastique du lien

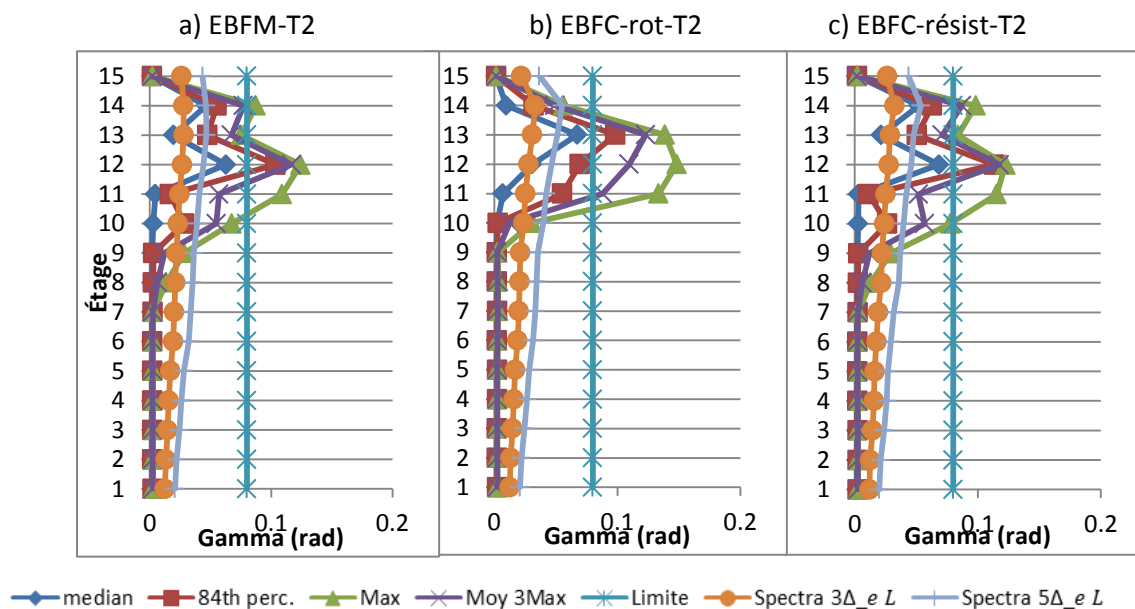


Figure 6-42 : Rotation inélastique du lien Montréal 15 étages T2

Étant donné que peu de différences existent entre les conceptions T et T2 au niveau des efforts dans les membrures obtenus de l'analyse temporelle non linéaire, on ne présente que les efforts obtenus des conceptions T, soit celles où on a respecté la limite de 2 s pour le calcul des déplacements inter-étages. L'effort axial dans les poutres et les diagonales sont similaires et seulement l'effort axial dans les diagonales est présenté dans la Figure 6-43.

Dans les graphiques, les courbes «  $R_d R_o$  » montrent la limite supérieure sur les efforts correspondant à  $R_d R_o = 1,3$  qui aurait pu être considérée dans la conception. Pour cette structure, l'omission de cette limite a donné lieu à des efforts de conception jusqu'à 20% trop grands pour le dimensionnement de certaines membrures. Cet effet était plus significatif pour les poutres et les diagonales du bas de la structure puisque les efforts de la conception par capacité gouvernaient pour ces membrures. Les autres éléments ont été sélectionnés principalement pour limiter les déplacements inter-étages dus au vent. Même en utilisant la valeur maximale de  $R_d R_o = 1,3$ , la courbe médiane obtenue des analyses temporelles est bien en dessous des valeurs de conception par capacité et de la limite  $R_d R_o = 1,3$ . Cette limite aurait donc pu être considérée dans la conception.

À plusieurs étages où les liens sont demeurés pratiquement élastiques sous les charges sismiques, une réduction supplémentaire des efforts de conception aurait pu être envisagée. Cependant, la distribution des déformations plastiques sur la hauteur de la structure difficile à prédire. Pour les structures à l'étude, la majorité des déformations plastiques survient dans les étages du haut ou du bas. Cependant, les structures étudiées sont régulières et il serait hasardeux d'extrapoler ces comportements à d'autres structures présentant des irrégularités. Une réduction des efforts dans les membrures basées seulement sur les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  n'est pas recommandée. L'utilisation d'un effort réduit dans les liens pourrait être une solution envisageable, mais nécessiterait des études supplémentaires ou une validation à l'aide d'une analyse temporelle non linéaire lors de la conception.

## Effort axial diagonale

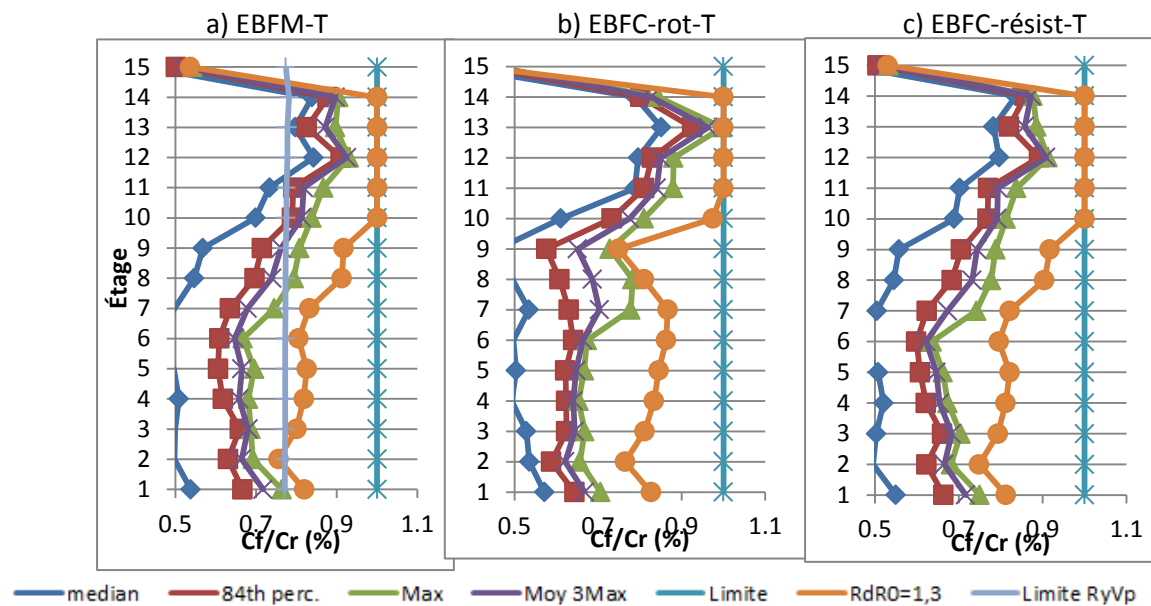


Figure 6-43 : Effort axial dans les diagonales Montréal 15 étages

Sur la Figure 6-44, on note que l'utilisation de l'effort  $V_u$  des liens avec les facteurs 1,3 et 1,15 pour la conception des colonnes cause un surplus de capacité dans les colonnes du bas de la structure pour Montréal. La limite supérieure correspondant à  $R_d R_o = 1,3$  permet de réduire cette surcapacité. Comme pour la conception des diagonales, on peut penser qu'il serait possible d'utiliser une valeur de  $V_u$  des liens qui serait davantage réduite pour la conception des colonnes.

## Effort axial Colonne

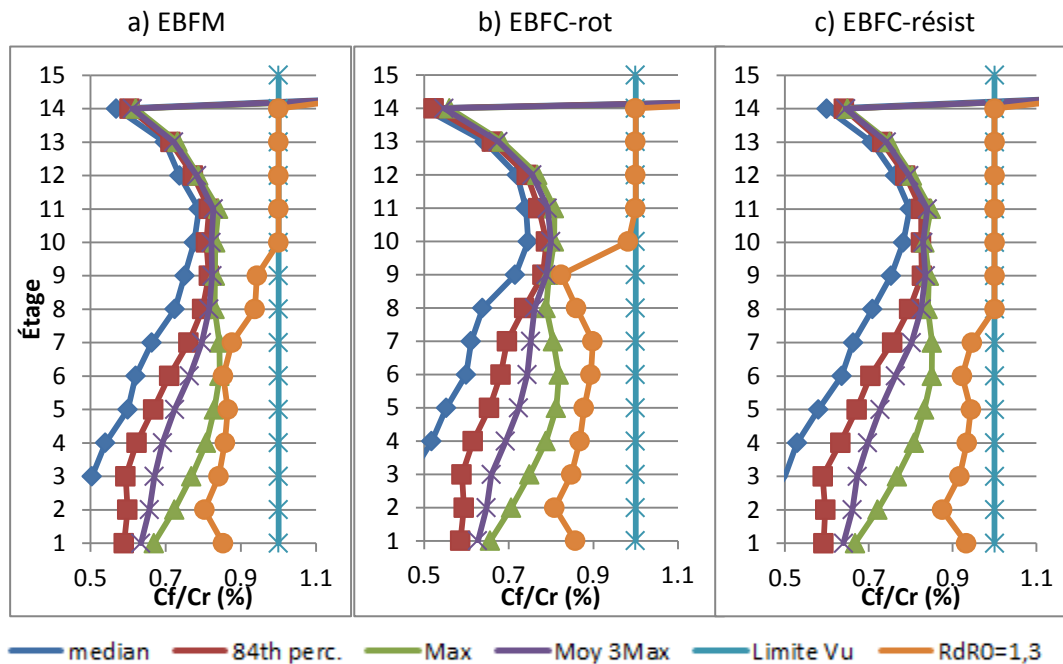


Figure 6-44 : Effort colonne Montréal 15 étage

### 6.2.6.2 Montréal 15 étages $R_dR_0=1,3$

On étudie ici le comportement de la structure EBFM conçue en considérant les efforts sismiques limités aux efforts correspondants à  $R_dR_0 = 1,3$ . Cette conception est basée sur le modèle MTL-EBFM-15-10%-9-T.

L'utilisation des efforts sismiques maximums  $R_dR_0=1,3$  affecte la conception des éléments du cadre à Montréal. La figure 6-45 et la figure 6-46 comparent les rotations inélastiques des liens et l'effort axial dans les diagonales conçus sans et avec la limite sur les efforts sismiques.



## Rotation inélastique du lien

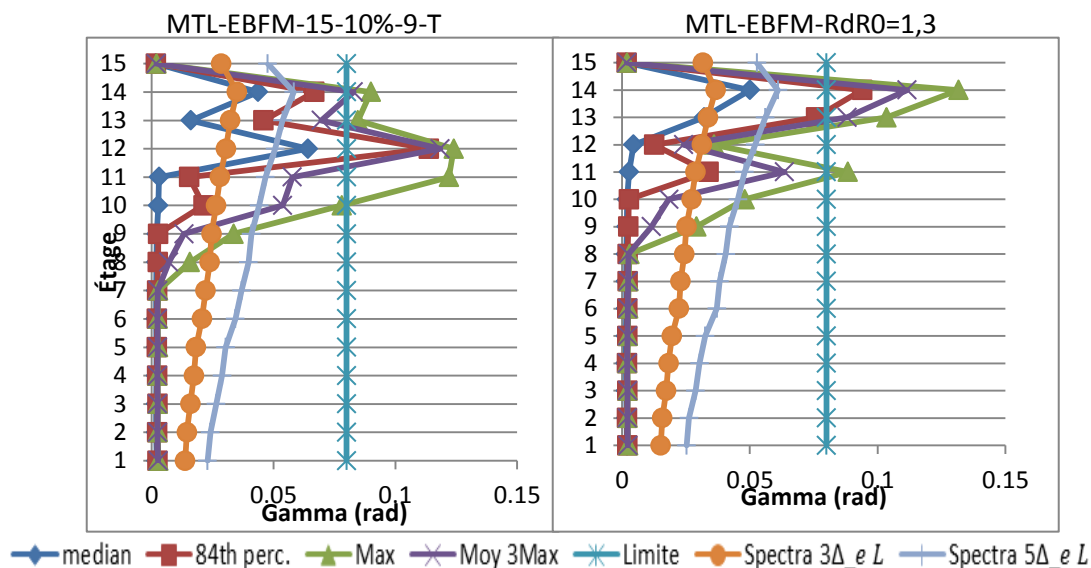


Figure 6-45 : Impact de la limite  $R_d R_o = 1,3$  sur les efforts de conception pour les rotations inélastiques des liens

## Effort axial diagonale

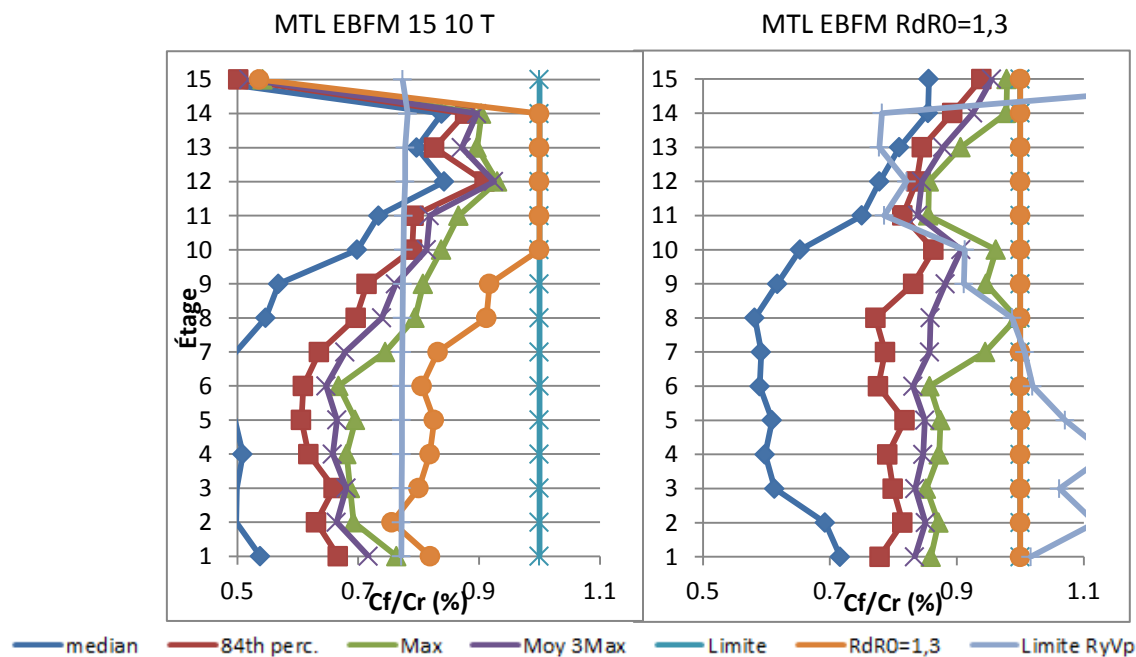


Figure 6-46 : Impact de la limite  $R_d R_o = 1,3$  sur les efforts de conception pour les efforts axiaux dans les diagonales

Sur la Figure 6-45, l'utilisation de la limite supérieure ( $R_d R_0 = 1,3$ ) pour les efforts sismique lors du dimensionnement par capacité n'affecte pas négativement la rotation inélastique du lien. Des étages différents subissent les plus grandes déformations plastiques, mais ces rotations sont d'amplitudes comparables dans les deux conceptions. Ce résultat confirme le caractère imprévisible de la répartition des déformations plastiques dans ces structures. La Figure 6-47 montre la distribution des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  sur la hauteur du bâtiment. Dans les deux conceptions, l'étage où le ratio est le plus élevé est l'étage où les déformations plastiques sont maximales. Au-delà de cette corrélation, il est difficile de prévoir quels autres étages seront exposés aux déformations plastiques.

La figure 4-46 montre que l'utilisation de la limite d'effort  $R_d R_0 = 1,3$  donne des efforts plus près de la réalité. Dans certains cas, comme dans les 10 premiers étages, l'utilisation de  $V_u$  sans le facteur 1,3 dans l'équation 2-16 pourrait donner des efforts plus près de la réalité. La difficulté avec l'utilisation d'une telle valeur réduite pour  $V_u$  est qu'il faut identifier les étages où les rotations plastiques sont faibles.

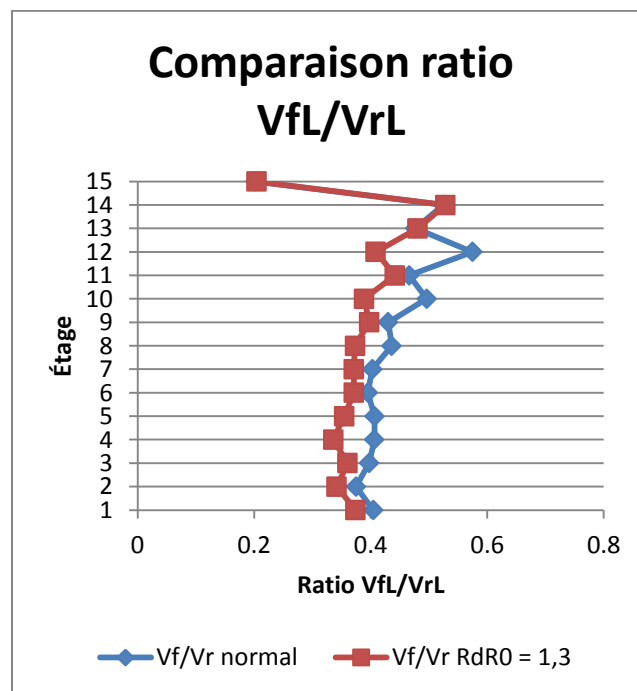


Figure 6-47 : Comparaison des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  conception  $R_d R_0 = 1,3$

Par rapport à la conception de la section 6.2.6.2, la conception avec la limite  $R_d R_0 = 1,3$  a permis de réduire le poids de la structure de seulement 1,5%. Donc, peu d'économie aurait été générée par l'utilisation de la limite  $R_d R_0 = 1,3$ . La principale raison de cette faible réduction est que les structures à Montréal sont gouvernées en grande partie par les déplacements inter-étages dus au vent.

### 6.2.6.3 Montréal 15 étages test

Une troisième conception, désignée « test », a été effectuée afin de voir si une meilleure distribution des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  permettrait un meilleur comportement sismique. Pour ce faire, les liens ont été choisis afin de réduire l'écart type du ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  entre les étages. Ainsi, les liens des étages supérieurs qui possédaient un ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  plus élevé ont été remplacés des liens plus résistants et plus lourds afin de réduire les variations des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  sur la hauteur de la structure.

La Figure 6-48 montre la distribution des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  sur la hauteur des bâtiments. En excluant le 15<sup>e</sup> étage, la moyenne et l'écart type pour la conception « normale » de la section 6.2.6.1 sont respectivement de 44,23% et de 5,79%. Pour la conception « test » à l'étude dans cette section, la moyenne et l'écart type sont de 38,62% et de 2,92%. On prévoit que cette réduction de l'écart type entre les valeurs pourrait donner une distribution plus uniforme des déformations plastiques sur la hauteur du bâtiment.

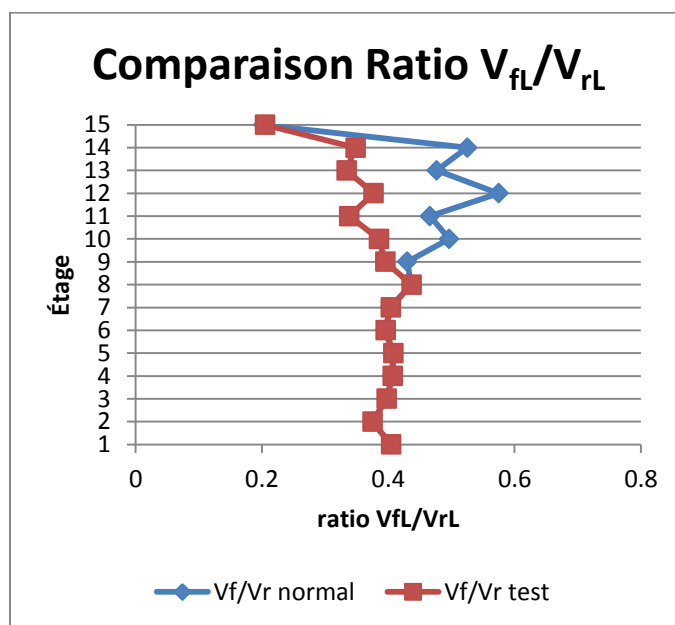


Figure 6-48 : Comparaison ratio  $V_{fl}/V_{rL}$

Les résultats, montrés aux Figure 6-49 et Figure 6-50, sont encourageants. Pour les conceptions « normales », aucune rotation inélastique ne se produisait dans les liens en dessous du 7<sup>e</sup> étage. Pour la conception « test », on remarque une légère contribution du 1<sup>er</sup> et du 5<sup>e</sup> étage sur la Figure 6-50. Plus importantes, les valeurs médianes des rotations inélastiques demeurent bien en dessous de la courbe « Spectra 3 $\Delta_{eL}$  ». Des ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  plus uniformes semblent permettre à plus d'étages de participer aux déformations inélastiques sismiques et ainsi limiter le phénomène de concentration de la plasticité observé dans les conceptions « normales » de Montréal où un seul étage subissait de très grandes déformations inélastiques. La différence du comportement sismique entre les conceptions « normales » et « test »

suggère que les conceptions EBF à Montréal doivent être réalisées avec le grand soin. Ceci ne constitue qu'un seul exemple, mais les résultats suggèrent que cette approche de conception pourrait améliorer la conception des structures EBF à Montréal. Plus de tests seraient requis afin de déterminer un écart type raisonnable des valeurs  $V_{fl}/V_{rl}$  afin d'éviter que toute la déformation plastique ne se concentre dans un seul et même étage.

## Comparaison 15 étages MTL - déplacement inter-étage

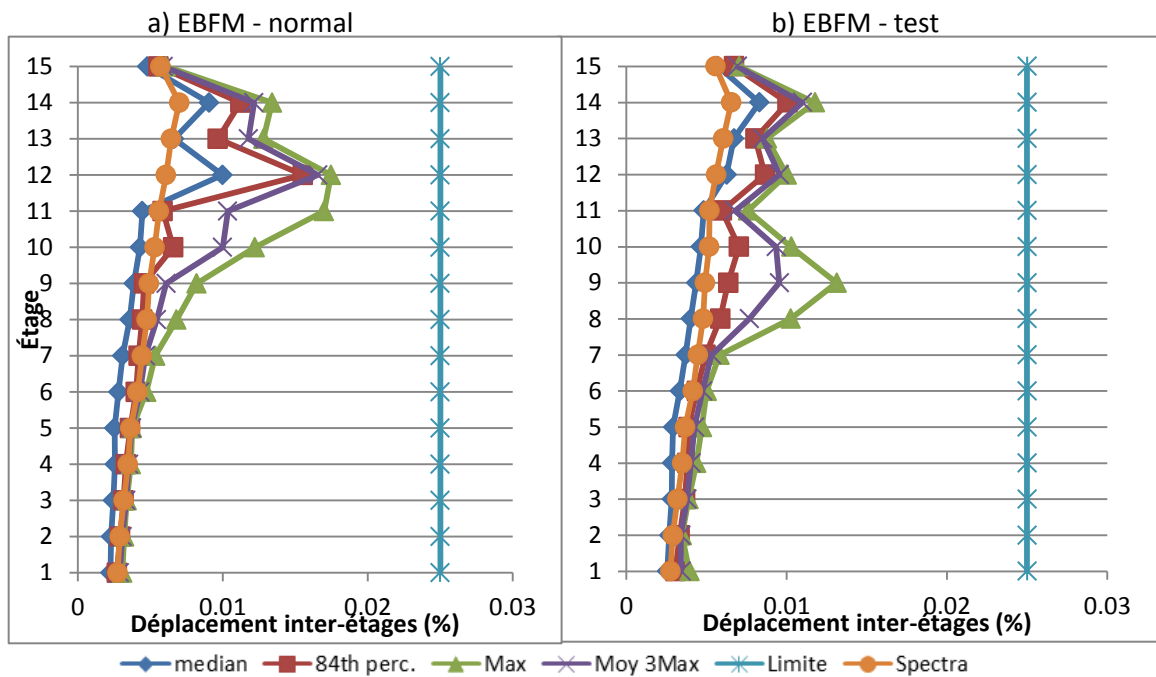


Figure 6-49 : Comparaison 15 étages Montréal - déplacement inter-étage

## Comparaison 15 étages MTL - rotation inélastique

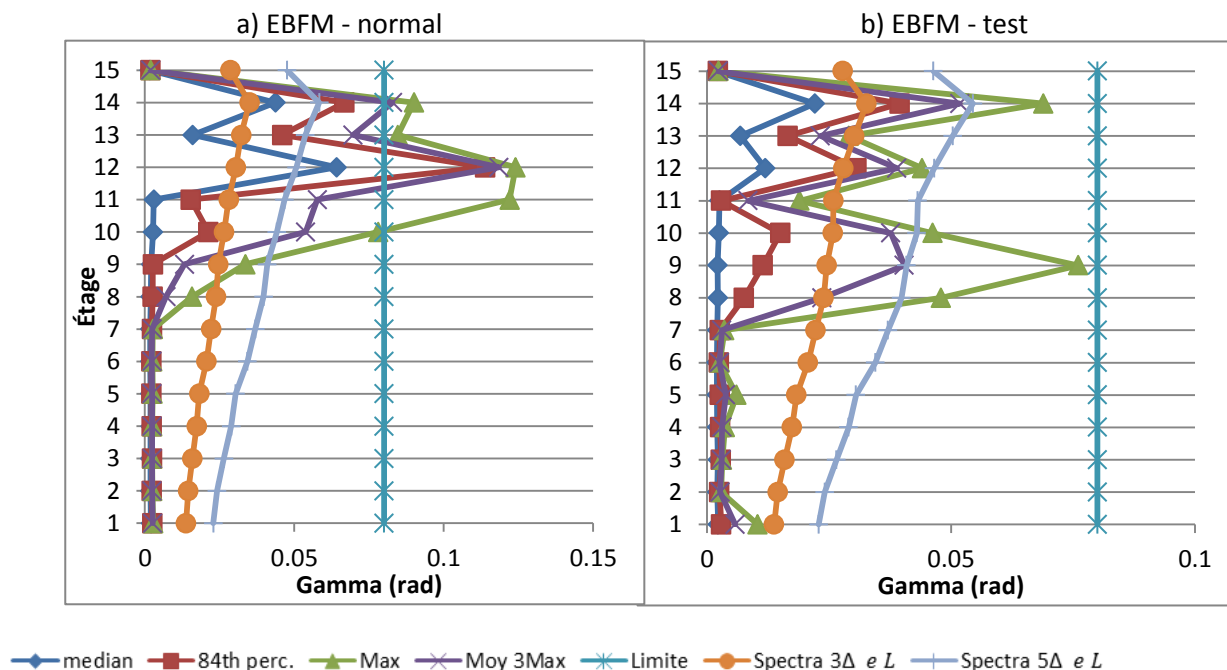


Figure 6-50 : Comparaison 15 étages Montréal - rotation inélastique

### 6.2.7 Conceptions « e' »

Cette section a pour but de présenter les résultats obtenus de l'analyse temporelle des conceptions « e' » définies à la section 5.2.7. Pour ces conceptions, suite aux observations faites à la section 4.2, on a utilisé un espacement entre les diagonales « e' » égal à 1,5 fois la longueur du lien « e ». Ce rapport des longueurs  $e'/e$  était constant sur toute la hauteur de la structure. Les résultats sont présentés d'abord pour le bâtiment de Vancouver, suivis de ceux pour Montréal. Ce concept a été étudié pour les conceptions EBFM des bâtiments de 15 étages et on a respecté la limite de 2 s sur la période pour le calcul des déplacements inter-étages sismiques ont été analysés. Une distinction est faite pour la partie de la poutre entre la diagonale et la colonne et la partie de la poutre entre le lien et la diagonale. Dans les figures ci-dessous, la première est nommée « poutreA » et la seconde « poutreB ». La Figure 6-51 montre les résultats des équations d'interaction entre les efforts axiaux et de flexion pour les deux parties de poutre.

Pour cet exemple, la partie de la poutre entre la diagonale et la colonne (poutreA) est plus critique puisque l'effort axial  $y$  est plus grand et que le moment de flexion, maximum vis-à-vis la diagonale, est le même pour les deux parties de la poutre. Le moment aurait été plus faible dans la partie poutreA si une connexion rigide avait été utilisée entre la poutre et la diagonale, et l'une ou l'autre des deux parties de la poutre aurait pu être plus critique. Ici, c'est toujours la « poutreA », entre la diagonale et la colonne, qui est critique. À tous les étages, on voit sur la figure que la conception par capacité donne des efforts qui sont du côté de la sécurité.

### 15 étages VAN "e"

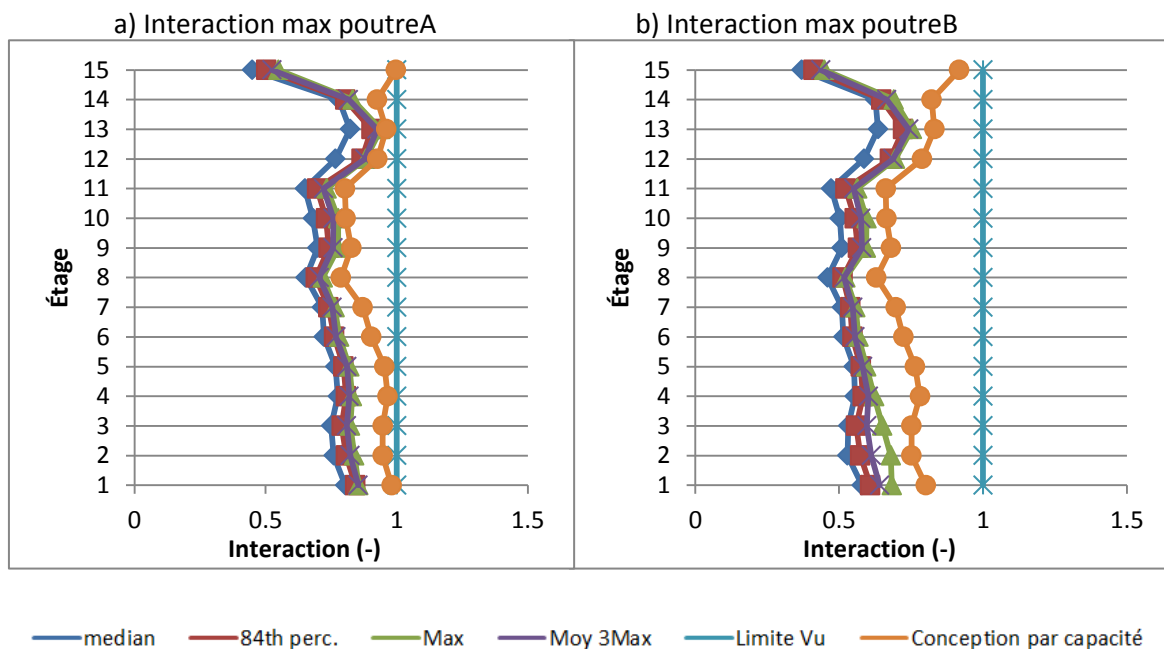


Figure 6-51 : Interaction dans les parties des poutres des bâtiments de 15 étages à Vancouver pour la conception e'

## 15 étages VAN "e"

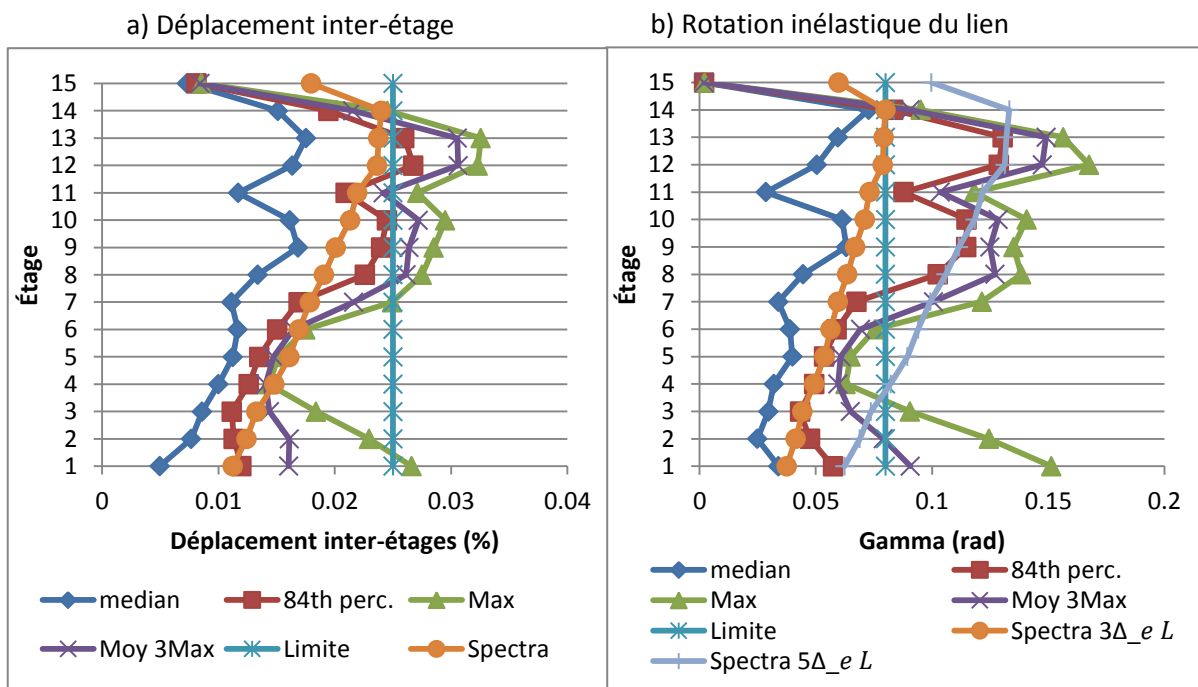


Figure 6-52 : Déplacement inter-étages et rotation inélastique Vancouver 15 étage "e"

La Figure 6-53 montre les déplacements inter-étages et les rotations inélastiques des liens pour la conception « e' » de 15 étages à Montréal. Ici aussi, les résultats sont semblables à ceux des Figure 6-39 et Figure 6-41 pour la même conception EBFM de 15 étages sans e' à Montréal de la section 6.2.6.1. Seuls certains étages participent aux déformations plastiques sur la hauteur du bâtiment, principalement dans le haut du bâtiment, et les liens à ces étages sont soumis à de grandes rotations inélastiques. La distribution est un peu différente de celle des bâtiments de Montréal vue précédemment. Ceci est attribué à une distribution différente des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  entre les différentes structures de Montréal.

## 15 étages MTL "e"

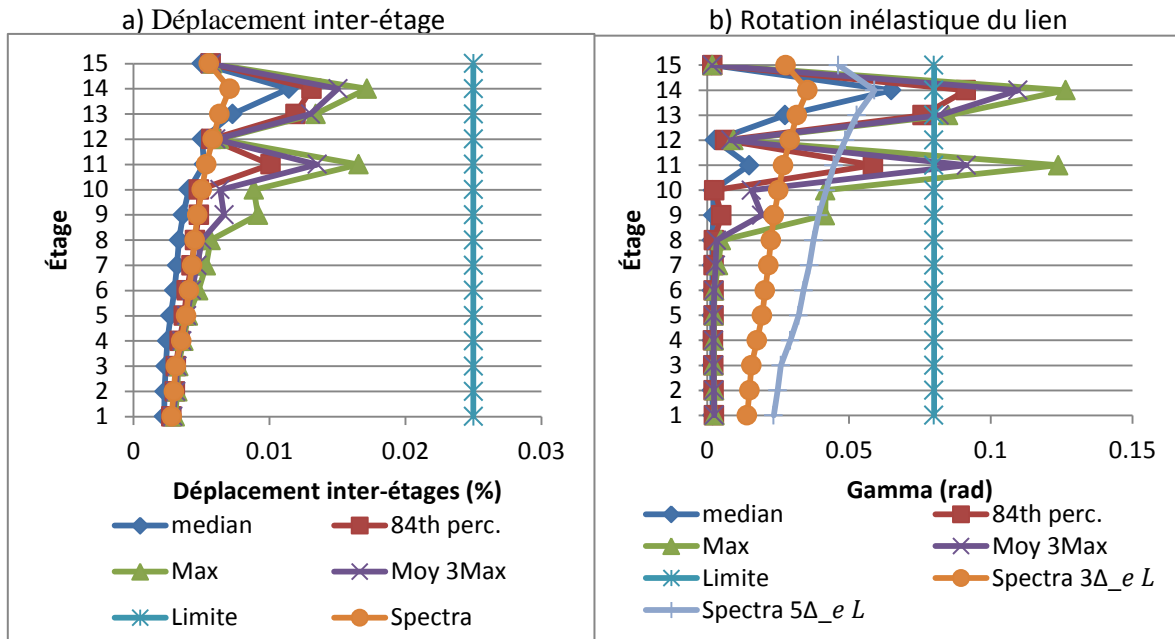


Figure 6-53 : Déplacement inter-étages et rotation inélastique Montréal 15 étage "e"

Pour les deux structures étudiées (15 étages à Vancouver et Montréal), les diagonales et les colonnes étaient bien protégées par les règles de conception par capacité. Pour Montréal, les interactions axial-flexion dans les poutres ont également été bien prédites par la conception par capacité. Les graphiques montrant ces résultats ne sont donc pas présentés.

En résumé, l'augmentation de l'espacement entre les diagonales ne semble pas affecter de façon significative le comportement sismique des contreventements de type EBFM. Et les conclusions s'appliquant aux contreventements excentriques modulaires avec  $e' = e$  s'appliquent également aux les conceptions « e' »

### 6.2.8 Conception lien léger

Les conceptions « lien léger » présentées au chapitre 5 contenaient les mêmes erreurs qui ont été corrigées à la fin du chapitre 5 pour les autres conceptions. Avant de faire les analyses temporelles non linéaires, on a refait les conceptions « lien léger » pour les bâtiments de Vancouver de 5, 10 et 15 étages avec l'analyse spectrale pour avoir des résultats valables. Ces résultats peuvent aussi être comparés à ceux obtenus des conceptions « lien optimal » pour les mêmes bâtiments aux sections 6.2.1, 6.2.2 et 6.2.3.



La figure 6-54 compare les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  des nouvelles conceptions « lien léger » avec les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  des conceptions « lien optimal ». Les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  des conceptions « lien léger » sont toujours inférieurs aux ratios des conceptions « lien optimal » à l'exception du sommet des bâtiments de 10 et 15 étages. Aux derniers étages du bâtiment de 10 étages, le ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  de la conception de type « lien léger » est légèrement supérieur au ratio de la conception de type « lien optimal ». Ceci est dû au fait que les liens pour les 3 derniers étages sont les mêmes pour les conceptions du bâtiment de 10 étages et la légère différence entre les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  provient de la différence dans la distribution spectrale des efforts  $V_{fl}$  entre les deux structures. Aux deux derniers étages des bâtiments de 15 étages, les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  sont égaux.

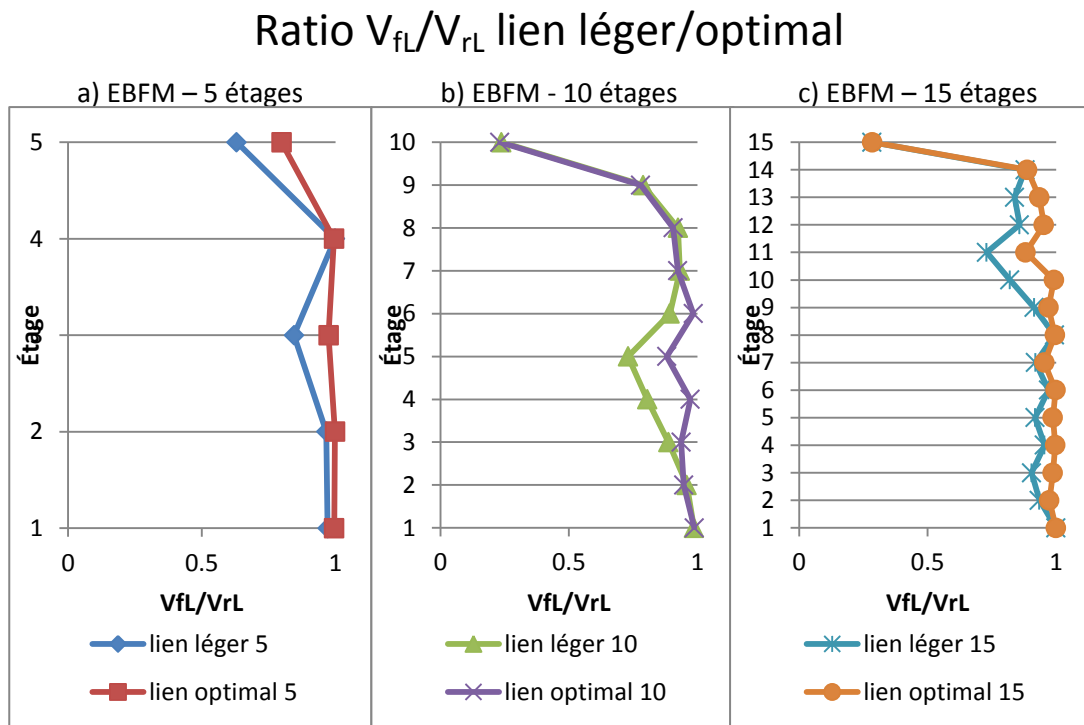


Figure 6-54 : Ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  des conceptions "lien léger" et "lien optimal"

Les Figure 6-55 à Figure 6-58 montrent la comparaison des déplacements inter-étages et des rotations inélastiques des liens entre les conceptions « lien léger » et « lien optimal » pour les bâtiments de 5 et de 10 étages à Vancouver. On voit que la distribution moins favorable du ratio  $V_{fl}/V_{rL}$  de la conception « lien léger » a une influence négative sur le comportement sismique des bâtiments, car les variations des déplacements et rotations inélastiques y sont beaucoup plus prononcées. Pour le bâtiment de 5 étages avec la conception « lien léger », on note que les 2 étages où les ratios  $V_{fl}/V_{rL}$  sont les plus faibles sont ceux où les liens subissent le moins de rotations inélastiques. Pour le bâtiment de 10 étages, l'analyse spectrale ne

permet plus de prédire correctement la valeur médiane des déplacements inter-étages. Les rotations inélastiques maximales dans les liens sont plus grandes dans la conception « lien léger » que dans la conception « lien optimal ». Pour le bâtiment de 10 étages, la valeur médiane des rotations dépasse la valeur limite de 0,08 rad aux 1<sup>er</sup>, 2<sup>e</sup>, 7<sup>e</sup> et 8<sup>e</sup> étages pour la conception « lien léger » alors que la conception « lien optimal » n'avait qu'un seul dépassement au 1<sup>er</sup> étage. Pour les deux bâtiments, l'équation 6-10 serait requise pour prédire les rotations inélastiques des liens, mais ne pourrait donner une valeur sécuritaire pour les valeurs maximales. Le comportement des conceptions « lien léger » est de loin plus difficile à prédire, ce qui n'est pas souhaitable en conception parasismique. Le comportement des structures avec « lien optimal » est plus prévisible.

Le comportement de la conception « lien léger » pour le bâtiment de 15 étages à Vancouver était moins problématique en raison de la limite à respecter sur la période à utiliser pour le calcul des déplacements inter-étages. Cette limite a induit une surrésistance qui a permis de réduire les effets négatifs de la conception « lien léger » observés pour le bâtiment de 10 étages. Toutefois, si cette limite du code était relâchée pour les bâtiments EBF, les bâtiments se comporteraient vraisemblablement moins bien, comme dans le cas du bâtiment de 10 étages.

La conception par capacité s'est avérée adéquate pour les trois bâtiments de type « lien léger » et tous les éléments du cadre étaient bien protégés.

## 5 étages VAN lien léger/optimal – déplacement inter-étage

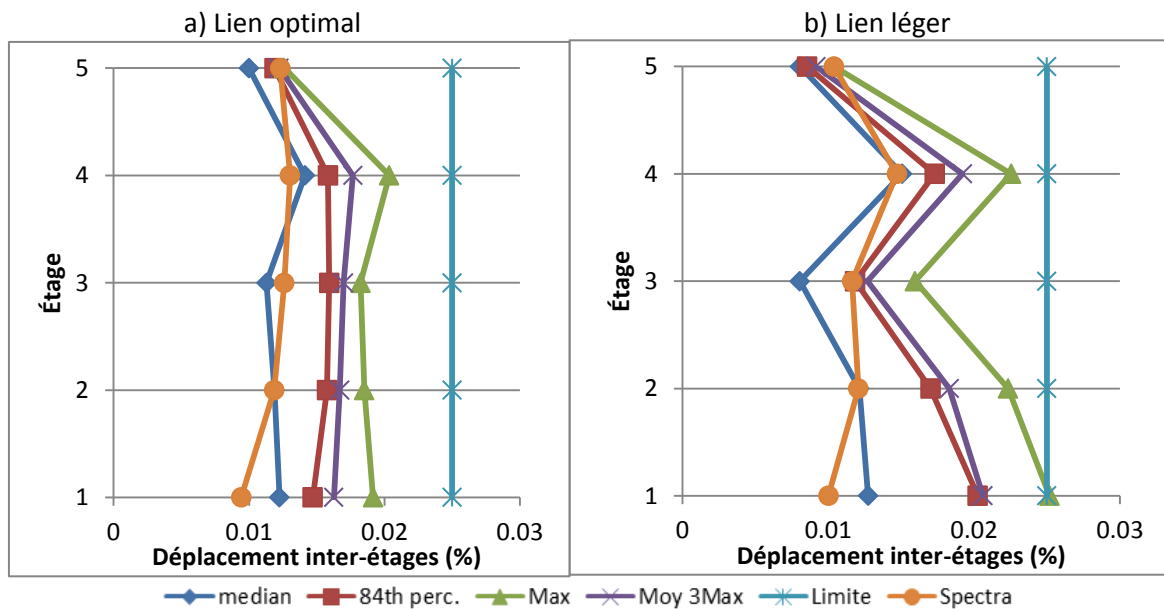


Figure 6-55 : Comparaison "lien léger" et "lien optimal" déplacement inter-étages Vancouver 5 étages

## 5 étages VAN lien léger/optimal - Rotation inélastique

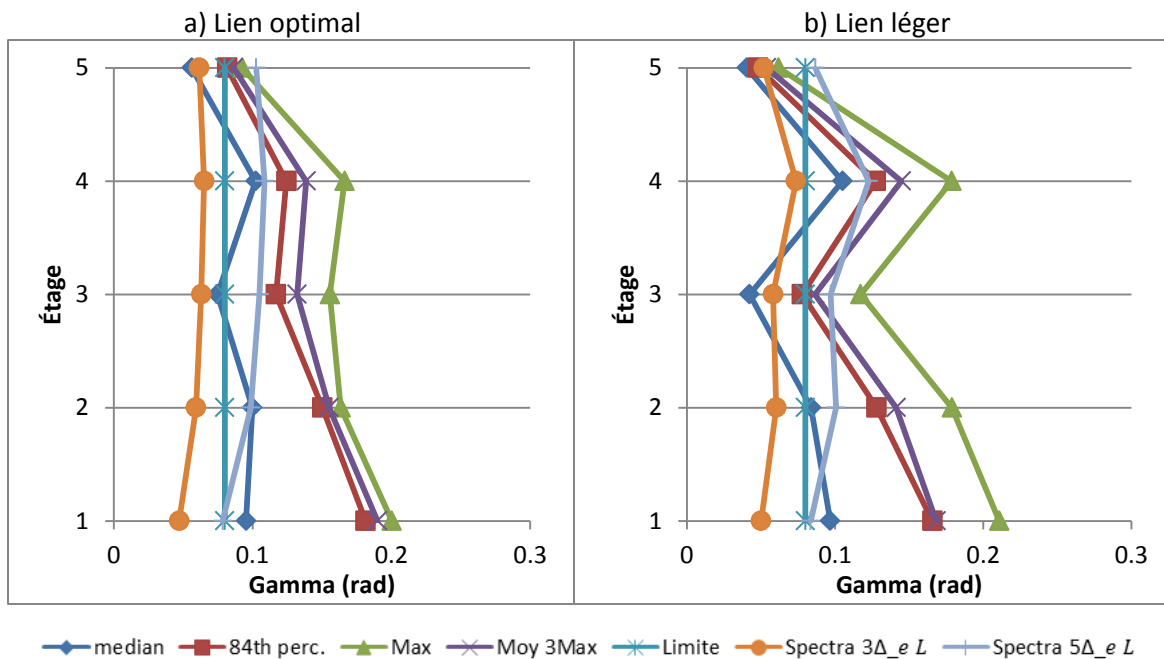


Figure 6-56 : Comparaison "lien léger" et "lien optimal" rotation inélastique Vancouver 5 étages

## 10 étages VAN lien léger/optimal - déplacement inter-étage

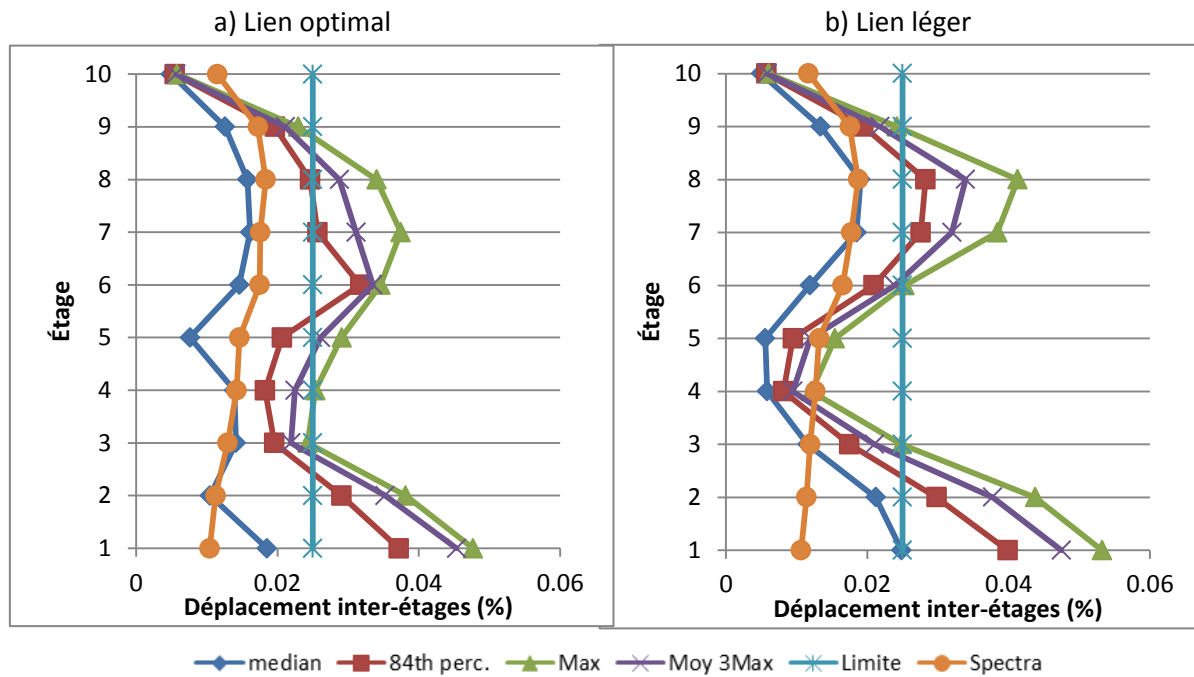


Figure 6-57 : Comparaison "lien léger" et "lien optimal" déplacement inter-étages Vancouver 10 étages

## 10 étages VAN lien léger/optimal - Rotation inélastique

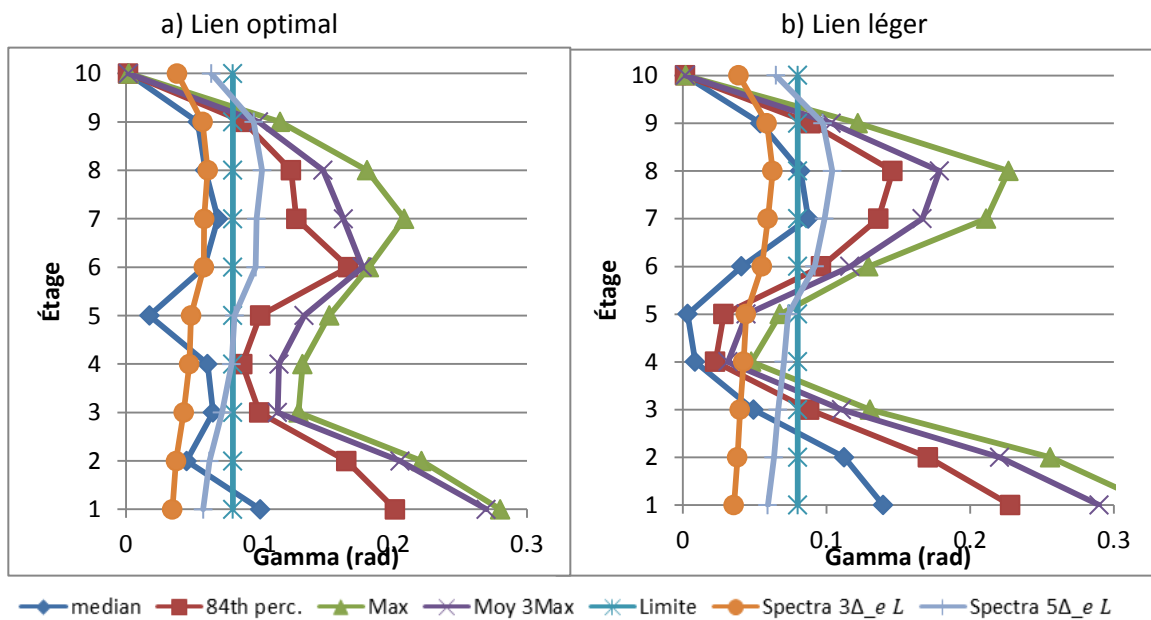


Figure 6-58 : Comparaison "lien léger" et "lien optimal" rotation inélastique Vancouver 10 étages

### 6.3 Conclusion

Afin d'avoir des résultats juste pour les analyses temporelles, les conceptions spectrales ont été corrigées. Ensuite, une nouvelle batterie de séismes a été sélectionnée afin de correspondre aux nouvelles valeurs d'accélération spectrale proposée par le Code national du Bâtiment 2015. Puis, le matériau Steel02 d'OpenSees a été calibré afin de bien représenter les comportements des liens testés par Okasaki.

Plusieurs analyses temporelles ont donné les conclusions suivantes :

- 1- Le comportement sismique entre les structures de Montréal et de Vancouver est différent. Il serait convenable de séparer leur procédure de conception dans le code national du bâtiment ainsi que dans la norme d'acier. Lorsque les efforts de vents gouvernent le choix des liens, ces liens demeurent parfois élastiques sous les efforts sismiques. Une relaxation possible serait de remplacer le facteur d'écroûissage de 1,3 par 1,0 dans le calcul par capacité pour les étages demeurant élastique. Cependant, avant d'appliquer cette relaxation au code, plus d'analyses sont nécessaires afin de déterminer un facteur ou un indice fiable qui permet de déterminer si l'étage plastifie ou non. Pour l'instant, le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  ne permet pas de calculer efficacement la probabilité d'un étage de demeurer élastique. La relaxation pourrait être permise si l'étage est prouvé élastique suite à une analyse temporelle non linéaire.
- 2- Pour les bâtiments de 5 et 10 étages à Vancouver et pour les bâtiments de 5 étages à Montréal, la conception spectrale a tendance à sous-estimer la rotation inélastique médiane du lien. L'utilisation de l'équation 6-10 est recommandée. Lors des simulations, les liens ont repris des efforts au-delà de  $1,35R_y V_p$ . Dans une situation réelle, il est possible que les liens aient brisé avant d'atteindre la valeur médiane de 0,1 rad calculé lors de l'analyse temporelle non linéaire. En n'ayant pas de matériau limitant la valeur maximale de l'effort dans le lien, il se peut que plus de séismes aient causé des rotations inélastiques élevées, tirant ainsi la valeur médiane vers le haut. L'équation proposée est la suivante :

$$\gamma_p = \frac{5\Delta_e L}{h_s e}$$

- 3- Une mauvaise distribution des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  a tendance à créer une concentration des efforts et des déformations inélastique dans quelques étages seulement. Ceci n'est pas un comportement souhaitable. La conception « Montréal 15 étages test » montre qu'en réduisant l'écart entre les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$ , il est possible d'obtenir une meilleure répartition des déformations plastiques. Plus d'analyses seraient nécessaires afin de fixer l'écart type maximal entre les valeurs. Sur les bases de mon analyse sommaire, je recommanderais un écart type inférieur à 3% en excluant la valeur du dernier étage pour des structures de 10 étages et plus lors du calcul de l'écart type. La priorité

du concepteur devrait être avant tout de diminuer l'écart entre les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  plutôt que de chercher absolument à atteindre la valeur de 1,0.

- 4- Les conceptions « lien léger » ont des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  moins uniformes sur la hauteur. Ceci favorise la concentration des efforts et des déformations inélastiques dans quelques étages seulement et ce comportement n'est pas souhaitable. Lorsque le choix des liens est gouverné par les efforts sismiques, il est recommandé de procéder à une conception de type « lien optimal », et de ne pas faire une conception de type « lien léger », soit prendre le lien le plus léger correspondant aux critères d'effort et géométriques. Ces critères géométriques sont la profondeur du lien ( $e > d$ ) et le mode de plastification du lien ( $e > M_p/V_p$ ).
- 5- La conception spectrale évalue bien l'effort médian dans les liens et la conception par capacité fonctionne aussi bien pour les EBFM que les EBFC-résist. Ces systèmes sont appropriés pour contreventer des structures jusqu'à 15 étages. Aucune limite de hauteur n'a pu être établie avec les résultats obtenus dans le cadre de ce mémoire.
- 6- Le système EBFC-rot est le plus lourd et le moins efficace des trois systèmes étudiés puisqu'il a une mauvaise répartition de son ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  sur sa hauteur à cause des interactions dans la poutre à l'extérieur du lien. L'interaction entre les charges axiales et de flexion dans la poutre force le concepteur à choisir une poutre plus résistante. Ce qui a pour effet de diminuer la valeur du ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ . Ces types de cadres n'ont pas été évalués en tentant de réduire l'écart entre les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  entre les étages. Néanmoins, ce type de cadre demeure le moins économique des trois cadres évalués. Si une conception de contreventement excentrique conventionnelle est effectuée, il est recommandé de plutôt faire des structures de type EBFC-résist.
- 7- Les résultats des analyses « T2 » indiquent que cet article pourrait être relaxé pour les bâtiments de 15 étages. En effet, les déplacements inter-étages et les rotations inélastiques du lien des structures « T2 » de 15 étages sont similaires aux déplacements inter-étages et aux rotations inélastiques des structures de 10 et de 5 étages. C'est-à-dire que la courbe médiane approxime bien les déplacements inter-étages et les rotations inélastiques de l'analyse spectrale pour les structures de 15 étages « T2 » et les structures de 5 et 10 étages. En utilisant la limite de 2 secondes sur la limite de la période, c'est plutôt la courbe du 84<sup>e</sup> percentile qui approxime bien les valeurs de l'analyse spectrale des conceptions de 15 étages « T ». Cependant, avant d'éliminer complètement cette limite, d'autres analyses sur des bâtiments de plus grande hauteur devraient être effectuées, car seuls les bâtiments de 15 étages étaient affectés par cet article dans cette recherche. Il est important aussi de mentionner que le choix des autres éléments du cadre des structures « T2 » était gouverné par les déplacements inter-étages de vent. Les structures ont donc conservé une bonne partie de leur rigidité latérale.

- 8- Les conceptions « e' » ont un comportement sismique similaire à leur contrepartie où la longueur du lien est égale à l'espacement entre les diagonales. Les conclusions pour les conceptions « standard » s'appliquent donc aux conceptions « e' ».
- 9- Dans le modèle évalué, les assemblages n'ont pas été modélisés. Pour obtenir le même comportement en réalité, il faut donc que les assemblages soient bien conçus et qu'ils performant bien.

## CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATION

### 7.1 Résumé

L'objectif de cette recherche était d'être d'améliorer les connaissances sur les contreventements excentriques modulaires.

Au chapitre 2, une revue de littérature a été réalisée afin de mieux comprendre le comportement des contreventements excentriques. Également, les passages importants relatifs à l'analyse sismique et à la conception des contreventements excentrique du code national du bâtiment 2015 et de la norme d'acier S16-14 y sont retranscrits.

Afin de valider leur efficacité, les contreventements excentriques modulaires ont été comparés à deux types de contreventements excentriques conventionnels, le premier ayant une connexion rotulée entre la poutre et la diagonale et le deuxième ayant une connexion résistante aux moments entre la poutre et la diagonale. Plusieurs paramètres ont été examinés afin d'évaluer l'influence du type de contreventement sur le comportement sismique de la structure. Ces paramètres sont la localisation, le nombre d'étages, la longueur de poutre de la baie contreventée, la longueur du lien et le respect ou non du critère de période pour le calcul des déplacements inter-étages. Afin de valider l'influence de ces paramètres, on a effectué la conception des trois types de contreventement avec la méthode des forces statiques équivalentes du code national du bâtiment 2015 au chapitre 3.

Pour les structures modulaires uniquement, deux analyses complémentaires ont été effectuées au chapitre 4. La première évaluait des bâtiments où la longueur du lien variait à chaque étage. Le but était d'optimiser le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  ou de minimiser le poids du cadre. La seconde analyse avait pour but d'évaluer la configuration où l'espacement entre les diagonales est plus grand que la longueur du lien a également été étudiée. Ces analyses ont également été effectuées selon la méthode des forces statiques équivalentes.

Les structures les plus économiques du chapitre 3 et de nouvelles structures de type EBFM ou  $e' = 1,5e$  ont été réévaluées en utilisant la méthode d'analyse spectrale à l'aide du logiciel SAP2000.

Pour les contreventements modulaires seulement, une analyse supplémentaire a été effectuée pour évaluer l'influence du choix du lien sur le poids et le comportement sismique de la structure. Dans cette analyse, deux méthodes de conceptions ont été comparées. La première, appelée « lien optimal », consiste à sélectionner le lien optimisant le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ . La deuxième méthode, appelée « lien léger », consiste à sélectionner le lien le plus léger respectant les critères d'état limite ultime et les critères géométriques. Les critères géométriques sont le mode de plastification ( $e > M_p/V_p$ ) et de profondeur ( $e > d$ ). Ces structures ont été conçues selon la méthode des forces statiques équivalentes et la méthode spectrale.



En tout, 151 structures différentes ont été conçues selon la méthode des forces statiques équivalentes proposée dans le code national du bâtiment 2015 en respect avec la norme d'acier S16-14. De ce nombre de structures, 50 ont été évaluées selon l'analyse spectrale. On a ensuite évalué le comportement sismique de 34 de ces structures avec la méthode temporelle non linéaire à l'aide du logiciel OpenSees au chapitre 6. Lors des analyses non linéaires, les résultats suivants ont été évalués : la rotation inélastique du lien, le déplacement inter-étage, les efforts axiaux, les efforts de cisaillement et les efforts de flexion dans les éléments du cadre ainsi que la relation entre le déplacement inter-étages et la rotation inélastique du lien. L'analyse temporelle fut effectuée à l'aide de 17 mouvements sismiques historiques et artificiels pour Vancouver et à l'aide de 16 mouvements sismiques artificiels seulement pour Montréal. Tous les signaux sismiques ont été calibrés afin que leur spectre de réponse épouse la courbe du spectre de dimensionnement du code national du bâtiment 2015.

## **7.2 Conclusion des analyses statiques équivalentes et spectrales**

### **7.2.1 Conclusions sur l'analyse selon la méthode des forces statiques équivalentes**

Au chapitre 3, une analyse selon la méthode des forces statiques équivalentes a été effectuée. Son but était de valider l'influence de la longueur du lien sur le poids total et le déplacement inter-étages des structures. Pour chaque localisation, trois longueurs de liens ont été évaluées pour chacune des deux longueurs de poutre.

L'élément affectant le plus la conception est la sélection d'un ratio  $e/L$  optimal. La littérature suggère de commencer avec une longueur de lien égale à 10% de la longueur de la poutre. Cependant, dans certains cas, un ratio  $e/L$  de 5% donnent la conception la plus légère, comme pour les bâtiments de 5 étages à Montréal, alors que dans d'autres cas, un ratio  $e/L$  de 15% est plus économique, comme les bâtiments de 10 et 15 étages à Vancouver.

La sélection d'une longueur de lien optimale est un processus itératif. Choisir un lien trop court peut limiter le choix de profilé disponible puisque la longueur du lien doit être plus grande que la profondeur du lien et que la longueur du lien doit être inférieure à  $1,6M_p/V_p$ . Également, choisir un lien trop court est pénalisant au niveau du contrôle de la rotation inélastique du lien. En effet, avec un lien plus court, la limite de rotation inélastique de 0,08 rad sera atteinte pour un déplacement inter-étages plus petit qu'avec un lien plus long. Des éléments plus gros à l'extérieur du lien seront alors nécessaires pour rigidifier la structure. Choisir un lien trop long a également ses inconvénients. Pour un lien long, l'effort de flexion

transmis aux autres éléments du cadre est plus élevé. Ceci force le concepteur à sélectionner des sections plus grosses et peut se traduire en des conceptions moins économiques.

De manière générale, utiliser un ratio  $e/L$  de 10% reste un excellent point de départ pour la conception des contreventements excentriques.

Une fois le ratio  $e/L$  choisi, il est important de favoriser un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  près de 1,0 afin d'obtenir une conception économique. En effet, les conceptions de type « lien optimal » étaient généralement plus légères que les conceptions de type « lien léger ». Ceci est particulièrement vrai pour les structures de type EBFM. Pour les conceptions EBFC-résist, il est avantageux de favoriser des poutres profondes lors de la sélection de la poutre pour des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  similaires. Ces poutres profondes vont faciliter la reprise des efforts de flexion dans la poutre à l'extérieur du lien. Ces efforts de flexion dans la poutre à l'extérieur du lien peuvent devenir un problème pour les liens plus longs.

La longueur de la poutre a une influence sur les bâtiments de 10 et 15 étages. En effet, plus le bâtiment est élevé, plus les déplacements inter-étages de flexion du cadre sont importants. Ce sont principalement les colonnes qui donnent la rigidité en flexion du cadre. Les deux façons d'augmenter la rigidité sont de grossir la section choisie pour la colonne ou d'augmenter la distance entre les colonnes afin d'augmenter le bras de levier. Si l'architecture le permet, éloigner les colonnes l'une de l'autre permet de diminuer le déplacement inter-étages pour les structures élancées.

Les structures EBFM et EBFC-résist de Vancouver ont typiquement des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  près de 1,0 et uniformes sur la hauteur du bâtiment. À Montréal, les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  des structures EBFM et EBFC-résist sont plus bas puisque les efforts de vent contrôlent le choix des liens au centre et au bas du bâtiment. Le vent affecte plus sévèrement les conceptions de 10 et 15 étages. Les conceptions modulaires sont toutefois généralement plus légères.

Au point de vue de la conception, il est déconseillé d'utiliser des contreventements excentriques conventionnels à connexion rotulée entre la poutre et la diagonale (EBFC-rot). En effet, en n'ayant aucun moyen de mitiger l'effort de flexion dans la poutre à l'extérieur du lien, ces conceptions sont souvent les plus coûteuses et celles avec la moins bonne distribution du ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ . Ceci est vrai pour Vancouver et Montréal.

En bref, pour obtenir des conceptions économiques, il est conseillé de :

- Éviter les structures de type EBFC-rot.
- Choisir un ratio  $e/L$  optimal. Utiliser  $e/L = 10\%$  est un bon point de départ.
- Choisir les liens afin d'obtenir un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  le plus près possible de 1,0 à chaque étage.

- Pour les conceptions EBFC-résist, favoriser des poutres profondes pour un même ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ .
- Pour les bâtiments de plusieurs étages, éloigner les colonnes afin de mieux contrôler les déplacements inter-étages en flexion du cadre.

### 7.2.2 Conclusion sur conception l'analyse sur la longueur du lien

Au chapitre 4, une analyse a été effectuée afin de déterminer si modifier la longueur des liens à chaque étage était bénéfique. La modification de la longueur des liens à chaque étage permet deux objectifs :

- Obtenir le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  plus près de 1,0
- Diminuer le poids total en ajustant la longueur du lien plutôt que d'augmenter la section des membrures hors du lien pour rigidifier la structure.

De manière générale, il est possible d'obtenir une valeur proche de 1,0 pour le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  en réduisant la longueur du lien dans les étages supérieurs puisque ce sont les étages affectés par des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  trop faibles. Cependant, ceci a tendance à augmenter le poids total de la structure.

Plutôt que de rigidifier la structure en grossissant les autres éléments du cadre, il est possible d'ajuster avec la longueur du lien afin que 2 critères contrôlent simultanément la conception. Pour les étages où la rotation inélastique du lien contrôlait le choix des éléments, le lien peut être allongé afin que la rotation et les efforts dans les autres éléments du cadre contrôlent la conception. C'est de cette manière que les conceptions les plus économiques ont été obtenues. Toutefois, modifier la longueur du lien à chaque étage peut être compliqué lors de la conception, l'élaboration des dessins d'atelier et lors de la mise en place. Cette avenue n'a donc pas été retenue pour les structures évaluées avec l'analyse temporelle non linéaire.

### 7.2.3 Conclusion sur les conceptions e'

Un avantage des conceptions modulaires est que l'espacement entre les diagonales ( $e'$ ) peut être plus grand que la longueur du lien. Pour une structure sans contrainte architecturale, une conception modulaire « standard » sera toutefois toujours plus économique que sa contrepartie «  $e'$  ». La principale raison est que l'angle de la diagonale est moins favorable. Elle contribue donc moins à la rigidité latérale de la structure. Les conceptions «  $e'$  » demeurent toutefois des options valables pour contreventer des structures si une contrainte architecturale existe et que les diagonales doivent être plus espacées. Pour une conception devant composer avec une contrainte architecturale, la configuration «  $e'$  » est celle qui a donné des résultats les plus économiques dans la majorité des cas. Un seul cas a été observé où la configuration « standard » a été plus légère que la configuration «  $e'$  ». L'analyse de la configuration

« e' » demeure que très sommaire dans cette recherche et plus d'études devraient être effectuées avant de trancher quelle configuration performe le mieux.

Comme pour les conceptions « standard », les conceptions « e' » à Vancouver ont des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  plus près de 1,0 et plus uniformes sur la hauteur du bâtiment alors que les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  de Montréal sont plus faibles en raison des efforts de vent.

À la lumière des résultats obtenus dans ce mémoire, il est conseillé de :

- Ne pas faire de conception « e' » si aucune contrainte n'en force son utilisation.
- Si une contrainte architecturale force l'utilisation d'un lien plus long que souhaité (augmentation du ratio  $e/L$ ). L'utilisation d'une conception « e' » peut être utile pour réduire le poids de la structure.

## 7.2.4 Conclusion sur les conceptions spectrales

Les 50 structures qui ont été conçues avec l'analyse spectrale sont les 18 conceptions modulaires de Vancouver respectant le critère de période pour le calcul du déplacement inter-étage, les structures les plus légères qui avaient été identifiées parmi les structures qui avaient été conçues avec la méthode des forces statiques équivalentes pour les conceptions EBFC-rot, EBFC-résist et les conceptions EBFM ne respectant pas le critère de période à Vancouver et pour les 3 types de conceptions à Montréal, 4 conceptions « e' », 3 conceptions de type « lien léger ».

Toutes les conceptions modulaires respectant le critère de période pour le calcul du déplacement inter-étages à Vancouver ont été analysées afin d'évaluer quelle est la conception la plus légère selon l'analyse spectrale. Il a été conclu que les structures les plus légères selon l'analyse spectrale sont également celles qui étaient les plus légères lors des analyses statiques équivalentes.

Pour les EBFC-résist, EBFC-rot et les EBFM à Vancouver et à Montréal qui n'étaient pas inclus dans l'analyse préliminaire, seule leur configuration la plus légère a été conservée et a été évaluée selon l'analyse spectrale. Il a été déterminé que l'ingénieur concepteur opterait pour la solution la plus légère lors de ses conceptions.

Tel que mentionné plus haut, quatre conceptions « e' » ont été conçues selon une analyse spectrale. Pour ces conceptions, une valeur de « e' » a été posée à une fois et demie la valeur de « e ». Les quatre bâtiments conçus sont les bâtiments de 15 étages à Montréal et Vancouver respectant et ne respectant pas le critère de période pour le calcul des déplacements inter-étages.

Pour toutes les conceptions effectuées précédemment, le lien choisi a été celui permettant d'optimiser le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ , ce qui n'est pas toujours le lien le plus léger. Les trois structures « lien léger » ont été conçues selon l'analyse spectrale puisqu'il a été déterminé qu'un néophyte en contreventement excentrique pourrait utiliser cette méthode de conception.

Les conclusions pour les conceptions spectrales suivantes s'appliquent pour tous les types de conceptions, soit EBFM, EBFC-rot, EBFC-résist, les conceptions « e' » et les conceptions respectant et ne respectant pas le critère de période pour le calcul des déplacements inter-étages :

- La combinaison de la longueur de poutre et le ratio  $e/L$  donnant la structure la plus économique selon la méthode des forces statiques équivalentes est la combinaison donnant la conception la plus économique selon la méthode spectrale.
- Une structure conçue selon l'analyse spectrale donne toujours des structures avec des poids égaux ou inférieurs aux structures conçues selon la méthode des forces statiques équivalentes. Les structures avec des poids égaux sont celles qui étaient gouvernées par les efforts et les déplacements inter-étages de vent.
- Les conceptions spectrales ont tendance à diminuer la moyenne des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$ . Ceci est principalement dû à la réduction des efforts dans le lien du dernier étage. Pour pallier à ce problème, on permet dans la norme CSA-S16 d'utiliser un contreventement concentrique au dernier étage. Cette approche n'a cependant pas été utilisée dans cette étude.
- Les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  des conceptions où les efforts de vent gouvernaient déjà la conception des liens sont pénalisés par l'analyse spectrale. Les efforts sismiques ( $V_{fl}$ ) sont diminués par l'analyse spectrale, mais le lien ne peut être modifié puisque les efforts de vent demeurent inchangés. Ceci contribue à diminuer le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ .
- En comparant les conceptions « lien léger » aux conceptions « lien optimal », il a été déterminé que de prendre un lien permettant d'avoir un ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  près de 1,0 donne dans tous les cas observés une structure plus légère. Il est conseillé d'opter pour un lien optimisant le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  lors de la conception. La comparaison des conceptions « lien léger » et « lien optimal » ont seulement été effectué pour les structures de type EBFM.

### 7.3 Conclusion sur le comportement sismique des contreventements excentriques

L'analyse temporelle non-linéaire a été effectuée à l'aide du logiciel OpenSees sur 34 structures. Ces structures sont les structures les plus légères pour chaque hauteur et emplacement selon les résultats obtenus de l'analyse spectrale, 4 structures « e' », 3 structures de type « lien léger », une structure de 10 étages à Montréal et 2 structures complémentaires de 15 étages à Montréal.

L'étude du comportement des structures permet de proposer les recommandations suivantes pour la conception des contreventements excentriques :

- Le comportement sismique entre les structures de Montréal et de Vancouver est différent. Il serait convenable de séparer leur procédure de conception dans le code national du bâtiment ainsi que dans la norme d'acier. Lorsque les efforts de vents gouvernent le choix des liens, ces liens demeurent parfois élastiques sous les efforts sismiques. Une relaxation possible serait d'enlever le facteur d'écrouissage de 1,3 dans le calcul par capacité pour les étages demeurant élastique. Cependant, avant d'appliquer cette relaxation au code, plus d'analyses sont nécessaires afin de déterminer un facteur ou un indice fiable qui permet de déterminer si l'étage plastifie ou non. Pour l'instant, le ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  ne permet pas de calculer efficacement la probabilité d'un étage de demeurer élastique. La relaxation pourrait être permise si l'étage est prouvé élastique suite à une analyse temporelle non linéaire.
- Pour les bâtiments de 5 et 10 étages à Vancouver et pour les bâtiments de 5 étages à Montréal, la conception spectrale a tendance à sous-estimer la rotation inélastique médiane du lien. L'utilisation de l'équation 6-10 est recommandée. Lors des simulations, les liens ont repris des efforts au-delà de  $1,35R_yV_p$ . Dans une situation réelle, il est possible que les liens aient brisé avant d'atteindre la valeur médiane de 0,1 rad calculé lors de l'analyse temporelle non linéaire. En n'ayant pas de matériau limitant la valeur maximale de l'effort dans le lien, il se peut que plus de séismes aient causé des rotations inélastiques élevées, tirant ainsi la valeur médiane vers le haut. L'équation proposée est la suivante :

$$\gamma_p = \frac{5\Delta_e L}{h_s e}$$

- Une mauvaise distribution des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  a tendance à créer une concentration des efforts et des déformations inélastique dans quelques étages seulement. Ceci n'est pas un comportement souhaitable. La conception « Montréal 15 étages test » montre qu'en réduisant l'écart entre les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$ , il est possible d'obtenir une meilleure répartition des déformations plastiques. Plus d'analyses seraient nécessaires afin de fixer l'écart type maximal entre les valeurs. Sur les bases

de mon analyse sommaire, je recommanderais un écart type inférieur à 3% en excluant la valeur du dernier étage pour des structures de 10 étages et plus lors du calcul de l'écart type. La priorité du concepteur devrait être avant tout de diminuer l'écart entre les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  plutôt que de chercher absolument à atteindre la valeur de 1,0.

- Les conceptions « lien léger » ont des ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  moins uniformes sur la hauteur. Ceci favorise la concentration des efforts et des déformations inélastiques dans quelques étages seulement et ce comportement n'est pas souhaitable. Lorsque le choix des liens est gouverné par les efforts sismiques, il est recommandé de procéder à une conception de type « lien optimal », et de ne pas faire une conception de type « lien léger », soit prendre le lien le plus léger correspondant aux critères d'effort et géométriques. Ces critères géométriques sont la profondeur du lien ( $e > d$ ) et le mode de plastification du lien ( $e > M_p/V_p$ ).
- La conception spectrale évalue bien l'effort médian dans les liens et la conception par capacité fonctionne aussi bien pour les EBFM que les EBFC-résist. Ces systèmes sont appropriés pour contreventer des structures jusqu'à 15 étages. Aucune limite de hauteur n'a pu être établie avec les résultats obtenus dans le cadre de ce mémoire.
- Le système EBFC-rot est le plus lourd et le moins efficace des trois systèmes étudiés puisqu'il a une mauvaise répartition de son ratio  $V_{fl}/V_{rl}$  sur sa hauteur à cause des interactions dans la poutre à l'extérieur du lien. L'interaction entre les charges axiales et de flexion dans la poutre force le concepteur à choisir une poutre plus résistante. Ce qui a pour effet de diminuer la valeur du ratio  $V_{fl}/V_{rl}$ . Ces types de cadres n'ont pas été évalués en tentant de réduire l'écart entre les ratios  $V_{fl}/V_{rl}$  entre les étages. Néanmoins, ce type de cadre demeure le moins économique des trois cadres évalués. Si une conception de contreventement excentrique conventionnelle est effectuée, il est recommandé de plutôt faire des structures de type EBFC-résist.
- Les résultats des analyses « T2 » indiquent que cet article du CNBC pourrait être relaxé pour les bâtiments de 15 étages. En effet, les déplacements inter-étages et les rotations inélastiques du lien des structures « T2 » de 15 étages sont similaires aux déplacements inter-étages et aux rotations inélastiques des structures de 10 et de 5 étages. C'est-à-dire que la courbe médiane approxime bien les déplacements inter-étages et les rotations inélastiques de l'analyse spectrale pour les structures de 15 étages « T2 » et les structures de 5 et 10 étages. En utilisant la limite de 2 secondes sur la limite de la période, c'est plutôt la courbe du 84<sup>e</sup> percentile qui approxime bien les valeurs de l'analyse spectrale des conceptions de 15 étages « T ». Cependant, avant d'éliminer complètement cette limite, d'autres analyses sur des bâtiments de plus grande hauteur devraient être effectuées, car seuls les bâtiments de 15 étages étaient affectés par cet article dans cette recherche. Il est important aussi de mentionner que le choix des autres éléments du cadre des

structures « T2 » était gouverné par les déplacements inter-étages de vent. Les structures ont donc conservé une bonne partie de leur rigidité latérale.

- Les conceptions « e' » ont un comportement sismique similaire à leur contrepartie où la longueur du lien est égale à l'espacement entre les diagonales. Les conclusions pour les conceptions « standard » s'appliquent donc aux conceptions « e' ».
- Dans le modèle évalué, les assemblages n'ont pas été modélisés. Pour obtenir le même comportement en réalité, il faut donc que les assemblages soient bien conçus et qu'ils performant bien.

## 7.4 Recommandations pour études futures

Bien que cette recherche a permis de mieux connaître le comportement sismique des contreventements excentriques modulaires, il serait utile d'entreprendre les études supplémentaires décrites ci-dessous.

- Une recherche plus poussée sur les contreventements excentriques localisés dans la région de Montréal serait requise afin de mieux encadrer leur conception. Comme vu dans ce mémoire, une mauvaise distribution des ratios  $V_{fL}/V_{rL}$  peut mener à une concentration des déplacements inter-étages, des rotations inélastiques dans les liens et des efforts dans quelques étages seulement. Viser à réduire la variation des ratios  $V_{fL}/V_{rL}$  sous les sollicitations sismiques, même si un autre critère gouverne (charges de vent, etc.), par exemple en minimisant l'écart type de ce ratio, est une approche qui semble prometteuse et qui mérite d'être étudiée plus en détail.
- On devrait poursuivre la présente étude à des structures plus hautes que 15 étages afin de valider si les conclusions de ce mémoire tiennent ou non la route pour des structures plus élancées.
- On devrait comparer la performance sismique au moyen d'analyses temporelles non linéaires de structures pour lesquelles la longueur des liens a été ajustée à chaque étage pour optimiser la conception à celle de structures identiques où les liens sont de la même longueur à tous les étages.
- On devrait faire les mêmes études comparatives entre les structures avec « e' > e » et les structures « standard ».
- Dans cette recherche, on a comparé les quantités d'acier requises pour les différentes conceptions de contreventements excentriques. Cette analyse comparative devrait être étendue pour comparer les contreventements excentriques à d'autres systèmes de contreventement afin de voir dans quelle mesure les contreventements excentriques sont efficaces par rapport aux autres systèmes.



## BIBLIOGRAPHIE

- American Institute of Steel Construction (AISC). (2010). *Seismic provisions for structural steel buildings*. Chicago.
- American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- ANSI. (2005). *Seismic provisions for structural steel buildings*. Chicago IL: American Institute of Steel Construction inc.
- Atkinson, G. M., & Macias, M. (2009). Predicted ground motions for great interface earthquakes in the Cascadia subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1552-1578.
- Becker, R., & Ishler, M. (1996). Seismic design practice for eccentrically braced frames. *Steel Tips of Structural Steel Education Council*, 1-32.
- Canadian Standards Association. (2014). *Design of steel structures S16-14*. Mississauga: Canadian Standards Association.
- Charney, F. (2008). Unintended consequences of modeling damping in structures. *Journal of structural engineering*, 581-592.
- Computer and Structures America. (2014). SAP2000.
- Conseil nation de recherches du Canada. (2015). *Code national du bâtiment - Canada 2015*. Ottawa: Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies.
- Dubina, D., Stratan, A., & Dinu, F. (2008). Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1703-1720.
- Dusicka, P., & Lewis, G. (2010). Investigation of replaceable sacrificial steel links. *Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*.
- Engelhardt, M. D., & Popov, E. P. (1989). On design of eccentrically braced frames. *Earthquake Spectra*, 495-511.
- Engelhardt, M., & Popov, E. P. (1992). Experimental performance of long links in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 3067-3088.
- Filiatrault, A. (2013). Elements of Seismic Design Procedures for Building Structures. Dans A. Filiatrault, R. Tremblay, C. Christopoulos, B. Folz, & D. Pettinga, *Element of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (pp. 269-489). Montréal: Presses internationales Polytechnique.
- Ghobarah, A., & Ramadan, T. (1991). Seismic analysis of links of various lengths in eccentrically braced frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 140-148.

- Ghobarah, A., & Ramadan, T. (1994). Bolted link-column joints in eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 33-41.
- Gong, Y., Xue, Y., & Xu, L. (2013). Optimal capacity design of eccentrically braced steel frameworks using nonlinear response history analysis. *Engineering Structures*, 28-36.
- Kasai, K., & Popov, E. P. (1986). General Behavior of WF steel shear link beams. *Journal of Structural Engineering*, 362-382.
- Koboetic , S., & David, S. (2012). Design and seismic behaviour of taller eccentrically braced frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 195-208.
- Koboetic, S., & Redwood, R. (1997). Design and seismic response of shear critical eccentrically braced frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 761-771.
- Koboetic, S., Rozon, J., & Tremblay, R. (2012). Seismic Performance of Low-to-Moderate Height Eccentrically Braced Steel Frames Designed for North American Seismic Conditions. *Journal of Structural Engineering*, 138-149.
- Malley, J. O., & Popov, E. P. (1983). Design consideration for shear links in eccentrically braced frames. *NASA STI/Recon Technical Report N*.
- Mansour, N., Christopoulos, C., & Tremblay, R. (2011). Experimental Validation of Replaceable Shear Links for Eccentrically Braced Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, 137-146.
- Ohsaki, M., & Nakajima, T. (2012). Optimization of link member of eccentrically braced frames for maximum energy dissipation. *Journal of Constructional Steel Research*, 38-44.
- Okazaki , T., Arce, G., Ryu, H.-C., & Engelhardt, M. (2005). Experimental study pf local buckling, overstrength, and fracture of links in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 1526-1535.
- Okazaki, T., & Engelhardt, M. D. (2007). Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A992 steel. *Journal of constructional steel Research*, 751-765.
- Özhendekci, D., & Özhendekci, N. (2008). Effects of the frame geometry on the weight and inelastic behavior of eccentrically braced chevron steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 326-343.
- Paultre, P. (2010). *Dynamics of Structure*. London: ISTE.
- Popov, E. P., & Roeder, C. W. (1978). Design of an Eccentrically Braced Frame. *Engineering journal-American Institute of steel construction inc*, 77-81.
- Popov, E. P., Takanashi, K., & Roeder, C. W. (1976). Structural steel bracing system : Behavior under cyclic loading.
- Popov, E., & Engelhardt, M. (1988). Seismic eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 321-354.

- Popov, E., Kasai, K., & Engelhardt, M. (1987). Advances in design of eccentrically braced frames. *Earthquake Spectra*, 43-55.
- Prinz, G. S., & Richards, P. W. (2009). Eccentrically braced frame links with reduced web sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 1971-1978.
- Ramadan, T., & Ghobarah, A. (1995). Analytical model for shear-link behavior. *Journal of structural engineering*, 1574-1580.
- Ramsay, J., Fussel, A., & Wilkinson, R. (2013). Design of replaceable-link eccentric braced frames in post-earthquake Christchurch. *Steel Innovations Conference* (pp. 1-13). Christchurch: Steel Innovations.
- Richard, P., & Uang, C.-M. (2005). Effect of flange width-thickness ratio on eccentrically braced frames link cyclic rotation capacity. *Journal of structural engineering*, 1546-1552.
- Richards, P. W. (2009). Estimating the Stiffness of Eccentrically Braced Frames. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 91-95.
- Richards, P., & Uang, C.-M. (2003). Development of testing protocol for short links in eccentrically braced frames. San Diego: Department of Structural Engineering.
- Ricles, J. M., & Popov, E. (1987). *Dynamic analysis of seismically resistant eccentrically braced frames*. California: Earthquake Engineering Research Center.
- Roeder, C. W., & Popov, E. P. (1978). Eccentrically braced steel frames for earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 391-412.
- Rossi, P., & Lombardo, A. (2007). Influence of the link overstrength factor on the seismic behavior of eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 1529-1545.
- Sidwell, G. (1985). Eccentrically braced Frames. *Bull. New Zealand Nat. Soc. for Earthquake Engng*, 355-359.
- Stratan, A., & Dubina, D. (2004). Bolted links for eccentrically braced steel frames. *Connections in Steel Structures V*, 223-332.
- Yigitsoy, G., Topkaya, C., & Okazaki, T. (2014). Stability of beams in steel eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 14-25.

# ANNEXE A – CNBC 2015

Canadian Commission  
on Building and Fire Codes

Commission canadienne des codes  
du bâtiment et de prévention des incendies

## PROPOSED CHANGE

PCF NBC 10 Div B 4.1.8.Rev C.docx

## MODIFICATION PROPOSÉE

Page: 10 of / de 18

4.1.8.4 (9), the value of  $PGA_{ref}$  for use with Tables 4.1.8.4.B to 4.1.8.4.I shall be  $0.8 \cdot PGA$  when the ratio  $S_a(0.2)/PGA < 2.0$  and shall be taken as  $PGA$  otherwise.

4) 5) Site coefficients for spectral acceleration at period  $T$ ,  $F(T)$  and similar coefficients  $F(PGA)$  and  $F(PGV)$  shall conform to Tables 4.1.8.4.B. to 4.1.8.4.I using linear interpolation for intermediate values of  $PGA_{ref}$ .

Table 4.1.8.4.B  
Values of  $F_a F(0.2)$  as a Function of Site Class and  $S_a(0.2) PGA_{ref}$   
Forming Part of Sentence 4.1.8.4.(4),(5)

Site Class	Values of $F_a F(0.2)$				
	$S_a(0.2)PGA_{ref} \leq 0.251$	$S_a(0.2)PGA_{ref} = 0.2050$	$S_a(0.2)PGA_{ref} = 0.7530$	$S_a(0.2)PGA_{ref} = 1.00040$	$S_a(0.2)PGA_{ref} \geq 4.25050$
A	0.660.7	0.710.7	0.740.8	0.770.8	0.790.8
B	0.740.8	0.800.8	0.840.9	0.860.9	0.880.9
C	1.000.9	1.000.9	1.000.9	1.000.9	1.000.9
D	1.240.3	1.090.2	1.000.4	0.940.4	0.900.4
E	1.642.1	1.240.4	1.050.1	0.930.0	0.850.0
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

Notes to Table 4.1.8.4.B.:

(1) See Sentence 4.1.8.4.(5),(6)

Table 4.1.8.4.C  
Values of  $F_v F(0.5)$  as a Function of Site Class and  $S_a(1.0) PGA_{ref}$   
Forming Part of Sentence 4.1.8.4.(4),(5)

Site Class	Values of $F_v F(0.5)$				
	$PGA_{ref} \leq 0.1 S_a(1.0) = 0.4$	$PGA_{ref} = 0.20 S_a(1.0) = 0.2$	$PGA_{ref} = 0.30 S_a(1.0) = 0.3$	$PGA_{ref} = 0.40 S_a(1.0) = 0.4$	$PGA_{ref} \geq 0.50 S_a(1.0) = 0.5$
A	0.460.5	0.480.5	0.480.5	0.490.5	0.490.5
B	0.580.6	0.590.7	0.600.7	0.610.8	0.610.8
C	1.000.9	1.000.9	1.000.9	1.000.9	1.000.9
D	1.470.4	1.300.3	1.200.2	1.140.4	1.100.4
E	2.472.1	1.802.0	1.480.0	1.300.7	1.170.7
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

Notes to Table 4.1.8.4.C:

1) See Sentence 4.1.8.4.(5),(6)

Table 4.1.8.4.D  
Values of  $F(1.0)$  as a Function of Site Class and  $PGA_{ref}$   
Forming Part of Sentence 4.1.8.4.(5)

M:\CODES\C.B.F.C.Committees\SC on Earthquake Design\ Meetings\2010-08 Meeting\Agenda\Supporting Material\8.11 PCFs for 2014 Public review\April 7\Seismicity\PCF NBC 10 Div B 4.1.8.Rev C.docx

Created on: 2014-04-08 2014-02-27  
Last modified: 4/8/2014 4/7/2014

**PROPOSED CHANGE****MODIFICATION PROPOSÉE**

PCF NBC 10 Div B 4.1.8.Rev C.docx

Page: 11 of / de 18

Site Class	Values of F(1.0)				
	$PGA_{ref} \leq 0.1$	$PGA_{ref} = 0.20$	$PGA_{ref} = 0.30$	$PGA_{ref} = 0.40$	$PGA_{ref} \geq 0.50$
A	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41
B	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.55	1.39	1.31	1.25	1.21
E	2.81	2.08	1.74	1.53	1.39
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

**Notes to Table 4.1.8.4.D:**

1) See Sentence 4.1.8.4.(6)

**Table 4.1.8.4.E**  
Values of F(2.0) as a Function of Site Class and  $PGA_{ref}$   
Forming Part of Sentence 4.1.8.4.(5)

Site Class	Values of F(2.0)				
	$PGA_{ref} \leq 0.1$	$PGA_{ref} = 0.20$	$PGA_{ref} = 0.30$	$PGA_{ref} = 0.40$	$PGA_{ref} \geq 0.50$
A	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
B	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.57	1.44	1.36	1.31	1.27
E	2.90	2.24	1.92	1.72	1.58
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

**Notes to Table 4.1.8.4.E:**

1) See Sentence 4.1.8.4.(6)

**Table 4.1.8.4.F**  
Values of F(5.0) as a Function of Site Class and  $PGA_{ref}$   
Forming Part of Sentence 4.1.8.4.(5)

Site Class	Values of F(5.0)				
	$PGA_{ref} \leq 0.1$	$PGA_{ref} = 0.20$	$PGA_{ref} = 0.30$	$PGA_{ref} = 0.40$	$PGA_{ref} \geq 0.50$
A	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39
B	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51
C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.58	1.48	1.41	1.37	1.34
E	2.93	2.40	2.14	1.96	1.84
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

**Notes to Table 4.1.8.4.F:**

1) See Sentence 4.1.8.4.(6)

**Table 4.1.8.4.G**  
Values of F(10.0) as a Function of Site Class and  $PGA_{ref}$   
Forming Part of Sentence 4.1.8.4.(5)

M:\CODES\C.C.B.F.C.Committees\SC on Earthquake Design\ Meetings\2010-08 Meeting\Agenda\Supporting Material\8.11 PCFs for  
2014 Public review\April 7\Seismicity\PCF NBC 10 Div B 4.1.8.Rev C.docx

Created on: 2014-04-08 2014-03-27  
Last modified: 4/8/2014 4/7/2014

**PROPOSED CHANGE****MODIFICATION PROPOSÉE**

PCF NBC 10 Div B 4.1.8.Rev C.docx

Page: 12 of / de 18

Site Class	Values of $F(10.0)$				
	$PGA_{ref} \leq 0.1$	$PGA_{ref} = 0.20$	$PGA_{ref} = 0.30$	$PGA_{ref} = 0.40$	$PGA_{ref} \geq 0.50$
A	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44
B	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56
C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.49	1.41	1.37	1.34	1.31
E	2.52	2.18	2.00	1.88	1.79
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

Notes to Table 4.1.8.4.G:

1) See Sentence 4.1.8.4.(6)

**Table 4.1.8.4.H**  
Values of  $F(PGA)$  as a Function of Site Class and  $PGA_{ref}$   
Forming Part of Sentence 4.1.8.4.(5)

Site Class	Values of $F(PGA)_{ref}$				
	$PGA_{ref} \leq 0.1$	$PGA_{ref} = 0.20$	$PGA_{ref} = 0.30$	$PGA_{ref} = 0.40$	$PGA_{ref} \geq 0.50$
A	0.62	0.66	0.68	0.70	0.71
B	0.71	0.75	0.78	0.80	0.81
C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.29	1.10	0.99	0.93	0.88
E	1.81	1.23	0.98	0.83	0.74
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

Notes to Table 4.1.8.4.H:

1) See Sentence 4.1.8.4.(6)

**Table 4.1.8.4.I**  
Values of  $F(PGV)$  as a Function of Site Class and  $PGA_{ref}$   
Forming Part of Sentence 4.1.8.4.(5)

M:\CODES\C.B.F.C. Committees\SC on Earthquake Design\ Meetings\2010-08 Meeting\Agenda\Supporting Material\8.11 PCFs for  
2014 Public review\April 7\Seismicity\PCF NBC 10 Div B 4.1.8.Rev C.docx

Created on: 2014-04-08 2014-03-27  
Last modified: 4/8/2014 4/7/2014

**PROPOSED CHANGE****MODIFICATION PROPOSÉE**

PCF NBC 10 Div B 4.1.8.Rev C.docx

Page: 13 of / de 18

Site Class	Values of F(PGV)				
	$PGA_{ref} \leq 0.1$	$PGA_{ref} = 0.20$	$PGA_{ref} = 0.30$	$PGA_{ref} = 0.40$	$PGA_{ref} \geq 0.50$
A	0.46	0.48	0.48	0.49	0.49
B	0.58	0.59	0.60	0.61	0.61
C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.47	1.30	1.20	1.14	1.10
E	2.47	1.80	1.48	1.30	1.17
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

**Notes to Table 4.1.8.4.1:**

1) See Sentence 4.1.8.4.(6)

~~6) 5)~~ Site-specific evaluation is required to determine  $F(T)$ ,  $F_v$  and  $F_w$ ,  $F(PGA)$ ,  $F(PGV)$  for Site Class F. (See A-4.1.8.4.(3) and Table 4.1.8.4.A. in Appendix A.)

~~6) 7)~~ For application of trigger levels in subsection 4.1.8.  $F_v = F(0.2)$  and  $F_w = F(1.0)$ .

~~7) 8) 6)~~ For structures with a fundamental period of vibration equal to or less than 0.5 s that are built on liquefiable soils, Site Class and the corresponding values of  $F(T)$ ,  $F_v$  and  $F_w$  may be determined as described in Tables 4.1.8.4.A., 4.1.8.4.B., and 4.1.8.4.C. by assuming that the soils are not liquefiable. (See A-4.1.8.4.(3) and Table 4.1.8.4.A. in Appendix A.)

~~8) 9) 7)~~ The design spectral acceleration values of  $S(T)$  shall be determined as follows, using linear interpolation for intermediate values of T:

$$\begin{aligned}
 S(T) &= F(0.2)S_a(0.2) \text{ or } F(0.5)S_a(0.5) \text{ whichever is larger for } T < 0.2 \text{ s} \\
 &= F_v S_a(0.2) \text{ for } T \leq 0.2 \text{ s} \\
 &= F_v S_a(0.5) \text{ or } F_w S_a(0.2), \text{ whichever is smaller for } T = 0.5 \text{ s} \\
 &= F(0.5)S_a(0.5) \text{ for } T = 0.5 \text{ s} \\
 &= F_v S_a(1.0) \text{ for } T = 1.0 \text{ s} \\
 &= F(1.0)S_a(1.0) \text{ for } T = 1.0 \text{ s} \\
 &= F_v S_a(2.0) \text{ for } T = 2.0 \text{ s} \\
 &= F(2.0)S_a(2.0) \text{ for } T = 2.0 \text{ s} \\
 &= F_v S_a(2.0)/2 \text{ for } T \geq 4.0 \text{ s} \\
 &= F(5.0)S_a(5.0) \text{ for } T = 5.0 \text{ s} \\
 &= F(10.0)S_a(10.0) \text{ for } T > 10.0 \text{ s}
 \end{aligned}$$

**Other Code Provisions Affected:**

M:\CODES\ICBC\Committees\SC on Earthquake Design\ Meetings\2010-08 Meeting\Agenda\Supporting Material\8.11 PCFs for 2014 Public review\April 7\Seismicity\PCF NBC 10 Div B 4.1.8.Rev C.docx

Created on: 2014-04-08/2014-03-27  
Last modified: 4/8/2014/4/7/2014

## PROPOSED CHANGE

PCF NBC 10 Div B 4.1.8.11.(5)(clean).docx(5)

## MODIFICATION PROPOSÉE

Page: 2 of / de 5

## PROPOSED CHANGE

4.1.8.11. Equivalents to the Force-Reduction Factor Method

Calculating the Reduction Factor  $R$ 

5) The higher mode factor,  $M_v$ , and its associated base overturning moment reduction factor,  $J$ , shall conform to Table 4.1.8.11.

**Table 4.1.8.11.**  
**Higher Mode Factor  $M_v$  and Base Overturning Reduction Factor  $J$  <sup>(1)(2)(3)</sup>**  
Forming Part of Sentence 4.1.8.11.(5)

S(0.2)/ S(5.0)	$M_v$ for $T_v \leq 0.5$	$M_v$ for $T_v = 1.0$	$M_v$ for $T_v = 2$	$M_v$ for $T_v \geq 5.0$	$J$ for $T_v$ $\leq 0.5$	$J$ for $T_v = 1.0$	$J$ for $T_v = 2.0$	$J$ for $T_v$ $\geq 5.0$
<b>Moment-resisting frames</b>								
5	1	1	1	<sup>(4)(5)</sup>	1	0.97	0.92	<sup>(4)(5)</sup>
20	1	1	1	<sup>(4)(5)</sup>	1	0.93	0.85	<sup>(4)(5)</sup>
40	1	1	1	<sup>(4)(5)</sup>	1	0.87	0.78	<sup>(4)(5)</sup>
65	1	1	1.03	<sup>(4)(5)</sup>	1	0.80	0.70	<sup>(4)(5)</sup>
<b>Coupled walls<sup>(6)</sup></b>								
5	1	1	1	1 <sup>(6)</sup>	1	0.97	0.92	0.80 <sup>(7)</sup>
20	1	1	1	1.08 <sup>(6)</sup>	1	0.93	0.85	0.65 <sup>(7)</sup>
40	1	1	1	1.30 <sup>(6)</sup>	1	0.87	0.78	0.53 <sup>(7)</sup>
65	1	1	1.03	1.49 <sup>(6)</sup>	1	0.80	0.70	0.46 <sup>(7)</sup>
<b>Braced frames</b>								
5	1	1	1	<sup>(4)(5)</sup>	1	0.95	0.89	<sup>(4)(5)</sup>
20	1	1	1	<sup>(4)(5)</sup>	1	0.85	0.78	<sup>(4)(5)</sup>
40	1	1	1	<sup>(4)(5)</sup>	1	0.79	0.70	<sup>(4)(5)</sup>
65	1	1.04	1.07	<sup>(4)(5)</sup>	1	0.71	0.66	<sup>(4)(5)</sup>
<b>Walls, wall frame systems</b>								
5	1	1	1	1.25 <sup>(6)</sup>	1	0.97	0.85	0.55 <sup>(7)</sup>
20	1	1	1.18	2.30 <sup>(6)</sup>	1	0.80	0.60	0.35 <sup>(7)</sup>
40	1	1.19	1.75	3.70 <sup>(6)</sup>	1	0.63	0.46	0.28 <sup>(7)</sup>
65	1	1.55	2.25	4.65 <sup>(6)</sup>	1	0.51	0.39	0.23 <sup>(7)</sup>
<b>Other systems<sup>(9)</sup></b>								
5	1	1	1	<sup>(4)(5)</sup>	1	0.97	0.85	<sup>(4)(5)</sup>
20	1	1	1.18	<sup>(4)(5)</sup>	1	0.80	0.60	<sup>(4)(5)</sup>
40	1	1.19	1.75	<sup>(4)(5)</sup>	1	0.63	0.46	<sup>(4)(5)</sup>
65	1	1.55	2.25	<sup>(4)(5)</sup>	1	0.51	0.39	<sup>(4)(5)</sup>



## ANNEXE B - RÉSULTATS CHAPITRE 3

Tableau B- 1: Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver

Étage	VAN-EBFM-5-5%-9		VAN-EBFC-5-5%-9-rot		VAN-EBFC-5-5%-9-résist	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
5	W310X21	0.99	W250X32.7	0.96	W310X21	0.99
4	W250X115	0.98	W250X115	0.98	W410X67	0.99
3	W360X179	0.93	W360X179	0.93	W360X179	0.92
2	W410X149	0.97	W410X149	0.97	W410X149	0.97
1	W360X262	0.95	W360X262	0.95	W360X262	0.96

Tableau B- 2 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver

Étage	VAN-EBFM-5-5%-9			VAN-EBFC-5-5%-9-rot		VAN-EBFC-5-5%-9-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W410X46.1	W250X58	W310X143	W310X129	W310X202	W360X122	W310X202
4	W610X82	W360X122	W310X143	W360X122	W310X202	W310X158	W310X202
3	W530X101	W310X158	W310X143	W360X122	W310X202	W310X143	W310X202
2	W610X113	W310X158	W310X454	W310X143	W360X509	W310X158	W310X375
1	W610X113	W250X149	W310X454	W360X122	W360X509	W360X122	W310X375
poids du cadre (kg)			23025		27697		25642
Période premier mode (s)			0.81		0.80		0.81

Tableau B- 3 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver

Étage	VAN-EBFM-5-10%-9		VAN-EBFC-5-10%-9-rot		VAN-EBFC-5-10%-9-résist	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
5	W200X52	0.77	W250X58	0.62	W200X52	0.77
4	W310X74	1.00	W360X72	0.97	W410X53	0.97
3	W460X68	0.99	W530X101	0.71	W250X131	0.99
2	W460X97	0.95	W530X101	0.87	W460X97	0.96
1	W610X101	1.00	W610X113	0.93	W610X101	1.00

Tableau B- 4 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver

Étage	VAN-EBFM-5-10%-9			VAN-EBFC-5-10%-9-rot		VAN-EBFC-5-10%-9-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W410X46.1	W200X31.3	W250X89	W200X35.9	W360X101	W250X49.1	W250X89
4	W460X74	W250X49.1	W250X89	W250X49.1	W360X101	W250X58	W250X89
3	W530X92	W250X67	W250X89	W310X86	W360X101	W310X86	W250X89
2	W610X113	W310X74	W360X196	W310X86	W360X216	W310X86	W360X196
1	W610X125	W310X86	W360X196	W310X86	W360X216	W360X101	W360X196
poids du cadre (kg)			13028		14068		13774
Période premier mode (s)			1.14		1.14		1.15

Tableau B- 5 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver

Étage	VAN-EBFM-5-15%-9		VAN-EBFC-5-15%-9-rot		VAN-EBFC-5-15%-9-résist	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
5	W310X79	0.46	W530X150	0.18	W310X79	0.47
4	W360X91	0.86	W310X143	0.64	W360X91	0.87
3	W310X143	0.93	W310X143	0.95	W310X143	0.93
2	W360X179	0.93	W530X150	0.73	W360X179	0.92
1	W410X149	0.99	W530X150	0.93	W460X144	1.00

Tableau B- 6 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver

Étage	VAN-EBFM-5-15%-9			VAN-EBFC-5-15%-9-rot		VAN-EBFC-5-15%-9-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W530X82	W250X49.1	W310X107	W250X101	W310X158	W250X58	W310X107
4	W610X92	W250X58	W310X107	W250X67	W310X158	W310X86	W310X107
3	W610X125	W250X67	W310X107	W250X67	W310X158	W360X101	W310X107
2	W760X134	W310X74	W360X216	W250X101	W360X287	W360X110	W360X216
1	W760X147	W310X86	W360X216	W250X101	W360X287	W360X110	W360X216
poids du cadre (kg)			15304		20207		17193
Période premier mode (s)			1.16		1.18		1.17

Tableau B- 7 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 7.5 mètres à Vancouver

Étage	VAN-EBFM-5-5%-7,5		VAN-EBFC-5-5%-7,5-rot		VAN-EBFC-5-5%-7,5-résist	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
5	W310X28.3	0.98	W310X28.3	0.98	W200X59	0.96
4	W310X143	0.94	W360X122	0.90	W310X143	0.95
3	W310X202	0.90	W310X202	0.90	W310X202	0.90
2	W310X226	0.97	W310X226	0.97	W310X226	0.98
1	W310X283	0.95	W310X283	0.95	W310X283	0.96

Tableau B- 8 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 7.5 mètres à Vancouver

Étage	VAN-EBFM-5-5%-7,5			VAN-EBFC-5-5%-7,5-rot		VAN-EBFC-5-5%-7,5-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W410X38.8	W250X80	W310X158	W360X237	W310X253	W310X86	W310X202
4	W530X74	W250X167	W310X158	W310X143	W310X253	W250X167	W310X202
3	W530X101	W360X179	W310X158	W360X162	W310X253	W360X196	W310X202
2	W530X101	W360X179	W360X551	W310X158	W360X463	W310X179	W360X382
1	W610X125	W250X149	W360X551	W310X143	W360X463	W310X143	W360X382
poids du cadre (kg)			24815		29172		26139
Période premier mode (s)			0.81		0.80		0.80

Tableau B- 9 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7.5 mètres à Vancouver

Étage	VAN-EBFM-5-10%-7,5		VAN-EBFC-5-10%-7,5-rot		VAN-EBFC-5-10%-7,5-résist	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
5	W250X32.7	0.96	W310X38.7	0.84	W250X32.7	0.96
4	W410X67	0.98	W460X60	0.97	W410X67	0.97
3	W530X82	1.00	W530X85	0.91	W530X74	0.99
2	W530X109	0.98	W610X92	0.93	W530X109	0.98
1	W530X165	0.99	W690X125	0.95	W530X165	0.98

Tableau B- 10 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7.5 mètres à Vancouver

Étage	VAN-EBFM-5-10%-7,5			VAN-EBFC-5-10%-7,5-rot		VAN-EBFC-5-10%-7,5-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W410X38.8	W150X29.8	W360X101	W200X31.3	W360X101	W200X31.3	W360X101
4	W460X74	W250X49.1	W360X101	W250X49.1	W360X101	W250X58	W360X101
3	W530X92	W250X67	W360X101	W250X73	W360X101	W250X73	W360X101
2	W610X113	W310X74	W360X216	W310X86	W360X216	W310X86	W360X216
1	W610X125	W310X86	W360X216	W250X101	W360X216	W360X101	W360X216
poids du cadre (kg)			12696		12743		13189
Période premier mode (s)			1.18		1.19		1.17

Tableau B- 11 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7.5 mètres à Vancouver

Étage	VAN-EBFM-5-15%-7,5		VAN-EBFC-5-15%-7,5-rot		VAN-EBFC-5-15%-7,5-résist	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
5	W250X73	0.69	W250X73	0.69	W250X73	0.69
4	W250X115	0.97	W410X100	0.85	W360X101	0.94
3	W460X97	0.95	W610X125	0.69	W310X158	1.00
2	W530X109	0.99	W610X125	0.85	W530X109	0.99
1	W610X155	0.98	W690X125	0.97	W610X155	0.98

Tableau B- 12 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7.5 mètres à Vancouver

Étage	VAN-EBFM-5-15%-7,5			VAN-EBFC-5-15%-7,5-rot		VAN-EBFC-5-15%-7,5-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W460X60	W200X35.9	W360X101	W200X35.9	W310X107	W200X41.7	W250X101
4	W610X82	W250X49.1	W360X101	W250X58	W310X107	W250X67	W250X101
3	W530X123	W250X73	W360X101	W250X73	W310X107	W310X86	W250X101
2	W690X125	W250X80	W360X216	W250X80	W360X216	W250X101	W360X216
1	W760X147	W250X101	W360X216	W250X101	W360X216	W360X101	W360X216
poids du cadre (kg)			13686		13947		14657
Période premier mode (s)			1.20		1.24		1.23

Tableau B- 13 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal

Étage	MTL-EBFM-5-5%-9		MTL-EBFC-5-5%-9-rot		MTL-EBFC-5-5%-9-résist	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
5	W200X19.3	0.39	W200X26.6	0.38	W200X19.3	0.39
4	W200X19.3	0.96	W200X31.3	0.86	W310X21	0.74
3	W310X23.8	0.99	W250X38.5	0.98	W310X28.3	0.91
2	W250X73	0.94	W410X38.8	0.81	W410X38.8	0.81
1	W310X79	1.00	W410X46.1	0.93	W410X46.1	0.93

Tableau B- 14 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal

Étage	MTL-EBFM-5-5%-9			MTL-EBFC-5-5%-9-rot		MTL-EBFC-5-5%-9-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W310X28.3	W150X29.8	W250X73	W150X29.8	W250X73	W200X31.3	W250X73
4	W310X28.3	W150X29.8	W250X73	W200X31.3	W250X73	W200X46.1	W250X73
3	W310X38.7	W200X31.3	W250X73	W200X31.3	W250X73	W200X41.7	W250X73
2	W360X44	W200X41.7	W310X129	W250X49.1	W310X143	W250X49.1	W310X143
1	W410X46.1	W250X49.1	W310X129	W250X49.1	W310X143	W250X49.1	W310X143
poids du cadre (kg)			7789	8050		8108	
Période premier mode (s)			1.51	1.52		1.51	

Tableau B- 15 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal

Étage	MTL-EBFM-5-10%-9		MTL-EBFC-5-10%-9-rot		MTL-EBFC-5-10%-9-résist	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
5	W200X52	0.29	W250X58	0.23	W310X38.7	0.26
4	W200X52	0.70	W250X58	0.57	W310X38.7	0.63
3	W310X38.7	0.94	W250X58	0.86	W310X38.7	0.96
2	W250X73	0.97	W310X60	0.96	W360X44	0.90
1	W250X89	0.96	W360X72	0.89	W410X46.1	0.96

Tableau B- 16 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal

Étage	MTL-EBFM-5-10%-9			MTL-EBFC-5-10%-9-rot		MTL-EBFC-5-10%-9-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W410X46.1	W200X31.3	W310X79	W200X35.9	W310X86	W200X41.7	W250X80
4	W410X46.1	W200X31.3	W310X79	W200X35.9	W310X86	W200X41.7	W250X80
3	W460X52	W200X31.3	W310X79	W200X35.9	W310X86	W200X41.7	W250X80
2	W410X60	W200X41.7	W310X143	W200X41.7	W310X158	W250X49.1	W310X158
1	W530X66	W250X49.1	W310X143	W250X49.1	W310X158	W250X67	W310X158
poids du cadre (kg)			8928	9799		9256	
Période premier mode (s)			1.57	1.69		1.70	



Tableau B- 17 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal

Étage	MTL-EBFM-5-15%-9		MTL-EBFC-5-15%-9-rot		MTL-EBFC-5-15%-9-résist	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
5	W310X79	0.17	W530X150	0.07	W310X79	0.17
4	W310X79	0.42	W310X143	0.24	W310X79	0.43
3	W310X79	0.62	W310X143	0.36	W310X79	0.65
2	W310X79	0.79	W310X143	0.46	W310X79	0.82
1	W310X86	0.98	W310X107	0.84	W360X91	0.82

Tableau B- 18 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal

Étage	MTL-EBFM-5-15%-9			MTL-EBFC-5-15%-9-rot		MTL-EBFC-5-15%-9-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W530X82	W250X49.1	W250X101	W250X101	W310X158	W250X49.1	W250X101
4	W530X82	W250X49.1	W250X101	W250X67	W310X158	W250X49.1	W250X101
3	W530X82	W250X49.1	W250X101	W250X67	W310X158	W250X49.1	W250X101
2	W530X82	W250X49.1	W360X162	W250X67	W360X262	W250X58	W360X162
1	W530X82	W250X49.1	W360X162	W250X58	W360X262	W250X67	W360X162
poids du cadre (kg)			11611		18448		11905
Période premier mode (s)			1.53		1.50		1.72

Tableau B- 19 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal

Étage	MTL-EBFM-5-5%-7,5		MTL-EBFC-5-5%-7,5-rot		MTL-EBFC-5-5%-7,5-résist	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
5	W250X22.3	0.37	W150X24	0.53	W150X18	0.63
4	W250X22.3	0.92	W310X28.3	0.74	W310X21	0.90
3	W310X32.7	0.99	W310X32.7	0.99	W310X32.7	0.99
2	W360X51	0.97	W360X51	0.97	W360X51	0.97
1	W360X79	0.95	W360X79	0.94	W360X79	0.94

Tableau B- 20 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal

Étage	MTL-EBFM-5-5%-7,5			MTL-EBFC-5-5%-7,5-rot		MTL-EBFC-5-5%-7,5-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W310X28.3	W150X29.8	W250X73	W150X29.8	W250X73	W150X29.8	W250X73
4	W310X28.3	W150X29.8	W250X73	W200X31.3	W250X73	W200X31.3	W250X73
3	W310X38.7	W200X31.3	W250X73	W200X35.9	W250X73	W200X35.9	W250X73
2	W410X38.8	W200X41.7	W310X143	W200X41.7	W310X143	W200X41.7	W310X143
1	W410X46.1	W250X49.1	W310X143	W250X49.1	W310X143	W250X49.1	W310X143
poids du cadre (kg)			7529	7822		7722	
Période premier mode (s)			1.56	1.54		1.56	

Tableau B- 21 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal

Étage	MTL-EBFM-5-10%-7,5		MTL-EBFC-5-10%-7,5-rot		MTL-EBFC-5-10%-7,5-résist	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
5	W200X35.9	0.45	W200X35.9	0.45	W250X32.7	0.35
4	W200X41.7	0.94	W310X38.7	0.77	W250X32.7	0.90
3	W250X73	0.93	W360X51	0.79	W410X38.8	0.80
2	W360X51	0.99	W410X53	0.84	W410X46.1	0.90
1	W360X79	0.96	W460X60	0.89	W460X52	0.94

Tableau B- 22 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal

Étage	MTL-EBFM-5-10%-7,5			MTL-EBFC-5-10%-7,5-rot		MTL-EBFC-5-10%-7,5-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W360X32.9	W150X29.8	W250X73	W150X29.8	W250X73	W200X31.3	W250X73
4	W310X38.7	W150X29.8	W250X73	W150X29.8	W250X73	W200X31.3	W250X73
3	W460X52	W200X35.9	W250X73	W200X41.7	W250X73	W250X49.1	W250X73
2	W410X60	W200X41.7	W310X143	W200X41.7	W310X158	W250X49.1	W310X158
1	W530X66	W250X49.1	W310X143	W250X49.1	W310X158	W250X58	W310X158
poids du cadre (kg)			8067		8277		8291
Période premier mode (s)			1.63		1.89		1.68

Tableau B- 23 : Section du lien pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal

Étage	MTL-EBFM-5-15%-7,5		MTL-EBFC-5-15%-7,5-rot		MTL-EBFC-5-15%-7,5-résist	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
5	W250X73	0.25	W250X73	0.25	W310X60	0.25
4	W250X73	0.62	W250X73	0.64	W310X60	0.61
3	W250X73	0.95	W250X73	0.98	W310X60	0.94
2	W310X79	0.96	W310X79	0.99	W360X64	0.98
1	W360X79	0.99	W360X91	0.98	W460X74	0.78

Tableau B- 24 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 5 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal

Étage	MTL-EBFM-5-15%-7,5			MTL-EBFC-5-15%-7,5-rot		MTL-EBFC-5-15%-7,5-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W460X60	W200X35.9	W310X86	W200X35.9	W250X89	W200X41.7	W250X89
4	W460X60	W200X35.9	W310X86	W200X35.9	W250X89	W200X41.7	W250X89
3	W460X60	W200X35.9	W310X86	W200X35.9	W250X89	W250X49.1	W250X89
2	W460X74	W200X41.7	W310X158	W200X41.7	W310X158	W250X49.1	W310X158
1	W530X82	W250X49.1	W310X158	W250X58	W310X158	W250X67	W310X158
poids du cadre (kg)			9386		9884		9776
Période premier mode (s)			1.70		1.89		1.79

Tableau B- 25 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-10-10%-9-T		VAN-EBFC-10-10%-9-rot -T		VAN-EBFC-10-10%-9- résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
10	W200X52	0.90	W360X64	0.54	W200X52	0.90
9	W360X57.8	0.95	W360X79	0.81	W360X57.8	0.95
8	W410X75	0.95	W410X100	0.92	W410X75	0.95
7	W530X82	0.96	W530X101	0.82	W530X82	0.96
6	W460X106	0.96	W530X109	0.92	W460X106	0.96
5	W610X113	0.95	W610X113	0.96	W610X113	0.96
4	W610X125	0.97	W610X125	0.98	W610X125	0.98
3	W610X155	0.97	W690X125	0.96	W610X155	0.98
2	W460X177	0.98	W760X134	0.89	W460X177	0.99
1	W530X196	0.99	W760X147	0.91	W530X196	0.98

Tableau B- 26 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-10-10%-9-T			VAN-EBFC-10-10%-9-rot - T		VAN-EBFC-10-10%-9-résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W460X52	W310X158	W250X49.1	W250X58	W250X67	W310X158	W200X59
9	W460X82	W310X158	W250X49.1	W310X158	W250X67	W310X202	W200X59
8	W530X92	W310X143	W310X129	W310X129	W310X158	W360X179	W310X143
7	W610X101	W310X117	W310X129	W310X107	W310X158	W310X158	W310X143
6	W610X125	W200X100	W360X287	W310X107	W360X382	W310X143	W310X342
5	W760X134	W250X101	W360X287	W250X101	W360X382	W310X107	W310X342
4	W760X134	W360X101	W360X421	W360X101	W310X500	W360X110	W310X500
3	W760X147	W360X101	W360X421	W360X101	W310X500	W360X110	W310X500
2	W760X147	W360X101	W360X818	W360X110	W360X744	W360X122	W360X592
1	W760X161	W360X110	W360X818	W360X122	W360X744	W310X143	W360X592
poids du cadre (kg)			52253		52776		53423
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00

Tableau B- 27 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-10-15%-9-T		VAN-EBFC-10-15%-9-rot -T		VAN-EBFC-10-15%-9- résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
10	W310X79	0.55	W530X150	0.21	W310X79	0.55
9	W310X86	0.99	W310X143	0.61	W310X86	0.99
8	W360X110	0.96	W310X143	0.88	W360X110	0.96
7	W410X132	0.87	W530X150	0.71	W410X132	0.88
6	W460X144	0.91	W530X150	0.84	W460X144	0.91
5	W610X113	0.97	W530X150	0.97	W610X125	0.90
4	W610X125	0.99	W610X155	0.94	W530X165	0.94
3	W610X155	0.99	W610X174	0.89	W610X155	1.00
2	W610X140	0.99	W610X174	0.93	W460X193	0.97
1	W610X195	0.95	W610X195	0.97	W610X195	0.96

Tableau B- 28 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-10-15%-9-T			VAN-EBFC-10-15%-9-rot - T		VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W530X82	W250X49.1	W310X67	W250X101	W250X101	W250X73	W150X37.1
9	W530X82	W250X49.1	W310X67	W250X67	W250X101	W310X74	W150X37.1
8	W610X113	W250X67	W310X143	W250X67	W360X196	W360X101	W310X143
7	W760X134	W310X86	W310X143	W250X101	W360X196	W310X117	W310X143
6	W760X147	W310X86	W360X262	W250X101	W360X347	W360X122	W360X262
5	W760X161	W250X101	W360X262	W250X101	W360X347	W360X162	W360X262
4	W760X173	W360X101	W360X421	W360X101	W360X463	W310X143	W360X421
3	W760X173	W360X101	W360X421	W310X117	W360X463	W310X129	W360X421
2	W840X176	W310X107	W360X592	W310X117	W360X677	W310X143	W360X592
1	W840X193	W360X122	W360X592	W360X122	W360X677	W310X143	W360X592
poids du cadre (kg)			46761		54581		49796
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00



Tableau B- 29: Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-10-20%-9-T		VAN-EBFC-10-20%-9-rot -T		VAN-EBFC-10-20%-9- résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
10	W360X162	0.30	W1000X296	0.10	W360X162	0.30
9	W360X162	0.57	W1000X296	0.19	W360X162	0.57
8	W360X162	0.81	W1000X296	0.27	W360X162	0.82
7	W360X179	0.90	W1000X296	0.34	W360X179	0.91
6	W360X196	0.97	W1000X296	0.40	W360X196	0.98
5	W360X237	0.92	W1000X296	0.46	W360X237	0.93
4	W610X174	0.83	W1000X296	0.50	W610X174	0.83
3	W610X174	0.89	W1000X296	0.54	W610X195	0.79
2	W610X174	0.93	W1000X296	0.57	W610X174	0.93
1	W610X195	0.97	W760X257	0.87	W610X195	0.98

Tableau B- 30 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-10-20%-9-T			VAN-EBFC-10-20%-9-rot -T		VAN-EBFC-10-20%-9-résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W760X134	W250X73	W250X73	W360X216	W310X158	W360X110	W250X73
9	W760X134	W250X73	W250X73	W360X216	W310X158	W360X110	W250X73
8	W690X140	W250X73	W360X179	W360X216	W360X463	W360X110	W360X179
7	W760X161	W250X80	W360X179	W360X216	W360X463	W310X143	W360X179
6	W760X173	W310X86	W360X287	W360X216	W360X818	W310X143	W360X287
5	W840X193	W360X101	W360X287	W360X216	W360X818	W360X162	W360X287
4	W1000X222	W310X117	W360X463	W360X216	W360X1086	W360X216	W360X463
3	W1000X222	W310X117	W360X463	W360X216	W360X1086	W360X216	W360X463
2	W1000X222	W310X117	W360X634	W360X216	W360x410x1202	W360X216	W360X634
1	W1000X222	W360X122	W360X634	W360X162	W360x410x1202	W360X179	W360X634
poids du cadre (kg)			53617		109977		60745
Période premier mode (s)			2.00		1.55		2.00

Tableau B- 31 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-10-10%-7,5-T		VAN-EBFC-10-10%-7,5-rot -T		VAN-EBFC-10-10%-7,5-résist-T	
	Section	$V_{fu}/V_{rL}$	Section	$V_{fu}/V_{rL}$	Section	$V_{fu}/V_{rL}$
10	W310X38.7	0.96	W360X51	0.68	W360X39	0.76
9	W460X52	0.94	W460X60	0.88	W360X91	0.95
8	W460X89	0.94	W530X82	0.90	W460X89	0.94
7	W530X109	0.92	W610X92	0.88	W530X109	0.92
6	W610X125	0.94	W610X125	0.94	W460X158	0.96
5	W460X193	0.94	W760X134	0.87	W460X177	0.96
4	W760X134	0.96	W760X134	0.96	W610X153	0.97
3	W610X195	0.94	W690X170	0.89	W460X213	0.99
2	W310X283	0.96	W690X170	0.93	W610X195	0.98
1	W530X248	0.99	W690X192	1.00	W690X192	0.98

Tableau B- 32 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-10-10%-7,5-T			VAN-EBFC-10-10%-7,5-rot -T		VAN-EBFC-10-10%-7,5- résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W410X46.1	W250X149	W250X67	W310X158	W310X67	W310X74	W250X58
9	W530X66	W250X149	W250X67	W310X283	W310X67	W310X86	W250X58
8	W530X92	W310X143	W360X287	W310X179	W310X226	W360X101	W310X342
7	W610X113	W360X122	W360X287	W310X143	W310X226	W360X101	W310X342
6	W690X125	W360X110	W360X421	W360X110	W360X421	W360X101	W310X500
5	W760X134	W360X101	W360X421	W360X101	W360X421	W360X110	W310X500
4	W760X147	W360X101	W360X551	W360X101	W360X592	W360X110	W360X818
3	W760X147	W360X110	W360X551	W310X117	W360X592	W310X117	W360X818
2	W760X147	W360X110	W360X990	W310X117	W360X1086	W360X122	W360X900
1	W760X161	W360X122	W360X990	W360X122	W360X1086	W310X143	W360X900
poids du cadre (kg)			59932		63575		64668
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00

Tableau B- 33 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-10-15%-7,5-T		VAN-EBFC-10-15%-7,5-rot -T		VAN-EBFC-10-15%-7,5-résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
10	W250X73	0.82	W310X79	0.67	W310X74	0.61
9	W360X101	0.90	W410X100	0.82	W360X101	0.90
8	W460X113	0.97	W460X113	0.97	W460X113	0.97
7	W530X109	0.98	W610X125	0.84	W530X109	0.98
6	W610X125	0.99	W610X140	0.89	W610X125	0.99
5	W460X193	0.97	W690X140	0.97	W460X193	0.97
4	W760X134	0.99	W690X152	0.99	W760X134	0.99
3	W610X195	0.97	W760X161	0.90	W610X195	0.97
2	W760X147	0.97	W760X161	0.93	W760X147	0.97
1	W610X241	0.96	W840X176	0.94	W610X241	0.96

Tableau B- 34 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-10-15%-7,5-T			VAN-EBFC-10-15%-7,5-rot -T		VAN-EBFC-10-15%-7,5- résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W530X66	W200X35.9	W200X52	W200X59	W200X59	W250X58	W310X67
9	W530X92	W250X58	W200X52	W250X73	W200X59	W310X86	W310X67
8	W610X113	W250X67	W310X158	W250X89	W310X158	W310X86	W310X158
7	W690X125	W250X80	W310X158	W310X86	W310X158	W360X101	W310X158
6	W760X147	W310X86	W360X287	W360X101	W360X287	W360X110	W360X287
5	W760X161	W360X101	W360X287	W360X101	W360X287	W310X129	W360X287
4	W760X173	W310X107	W360X463	W310X107	W360X463	W360X122	W360X463
3	W840X176	W360X110	W360X463	W360X122	W360X463	W310X129	W360X463
2	W840X176	W310X117	W360X677	W360X122	W360X677	W310X143	W360X677
1	W840X193	W310X143	W360X677	W310X143	W360X677	W310X158	W360X677
poids du cadre (kg)			46915		47458		49453
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00

Tableau B- 35 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-10-20%-7,5-T		VAN-EBFC-10-20%-7,5-rot -T		VAN-EBFC-10-20%-7,5-résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
10	W310X107	0.52	W360X162	0.37	W310X107	0.53
9	W310X117	0.91	W360X162	0.70	W310X117	0.91
8	W460X113	0.98	W610X174	0.54	W460X113	0.98
7	W460X144	0.95	W610X174	0.69	W460X144	0.96
6	W530X165	0.94	W610X174	0.83	W530X165	0.95
5	W460X193	0.98	W610X174	0.95	W460X193	0.99
4	W760X134	1.00	W610X195	0.93	W690X152	0.99
3	W610X195	0.98	W610X217	0.91	W610X195	0.99
2	W690X170	0.97	W610X217	0.96	W690X170	0.97
1	W610X241	0.97	W840X210	0.85	W610X241	0.99

Tableau B- 36 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-10-20%-7,5-T			VAN-EBFC-10-20%-7,5-rot -T		VAN-EBFC-10-20%-7,5- résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W530X101	W250X49.1	W250X67	W250X67	W200X41.7	W250X67	W200X35.9
9	W610X101	W200X59	W250X67	W250X67	W200X41.7	W310X143	W200X35.9
8	W690X125	W250X67	W310X158	W310X107	W360X196	W360X110	W310X158
7	W760X161	W310X86	W310X158	W310X107	W360X196	W310X117	W310X158
6	W760X173	W250X101	W360X287	W310X107	W360X382	W310X129	W360X287
5	W840X193	W360X101	W360X287	W310X107	W360X382	W310X143	W360X287
4	W840X193	W360X110	W360X463	W310X117	W360X551	W360X162	W360X463
3	W920X201	W310X117	W360X463	W310X129	W360X551	W310X143	W360X463
2	W840X210	W360X122	W360X677	W310X129	W360X744	W360X179	W360X677
1	W1000X222	W310X143	W360X677	W310X158	W360X744	W310X158	W360X677
poids du cadre (kg)			49225		56401		52228
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00



Tableau B- 37 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-10-10%-9-T2		VAN-EBFC-10-10%-9-rot-T2		VAN-EBFC-10-10%-9-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
10	W200X52	0.90	W360X64	0.54	W200X52	0.90
9	W360X57.8	0.95	W360X79	0.81	W360X57.8	0.95
8	W410X75	0.95	W410X100	0.92	W410X75	0.95
7	W460X113	0.96	W530X101	0.82	W530X82	0.96
6	W530X101	0.98	W530X109	0.92	W460X106	0.96
5	W610X113	0.94	W610X113	0.96	W610X113	0.96
4	W610X125	0.96	W610X125	0.98	W610X125	0.98
3	W530X165	0.98	W690X125	0.96	W610X155	0.98
2	W690X125	0.99	W760X134	0.89	W460X177	0.98
1	W690X152	1.00	W760X147	0.91	W530X196	0.97

Tableau B- 38 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-10-10%-9-T2			VAN-EBFC-10-10%-9-rot - T2		VAN-EBFC-10-10%-9-résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W460X52	W310X107	W250X49.1	W250X58	W250X67	W310X158	W200X59
9	W460X74	W310X143	W250X49.1	W310X158	W250X67	W360X216	W200X59
8	W530X92	W360X122	W310X129	W310X129	W310X158	W360X196	W310X143
7	W610X101	W310X107	W310X129	W310X107	W310X158	W360X162	W310X143
6	W610X125	W250X89	W360X262	W310X107	W360X382	W310X143	W310X342
5	W760X134	W250X101	W360X262	W250X101	W360X382	W360X110	W310X342
4	W760X134	W360X101	W310X500	W360X101	W310X500	W360X110	W310X454
3	W760X147	W360X101	W310X500	W360X101	W310X500	W360X110	W310X454
2	W760X147	W360X101	W360X818	W360X110	W360X634	W360X122	W360X551
1	W760X161	W360X110	W360X818	W360X122	W360X634	W310X143	W360X551
poids du cadre (kg)			51898		50906		52423
Période premier mode (s)			2.04		2.11		2.09

Tableau B- 39 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-10-15%-9-T2		VAN-EBFC-10-15%-9-rot-T2		VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
10	W310X79	0.55	W530X150	0.21	W310X79	0.55
9	W310X86	0.98	W310X143	0.60	W310X86	1.00
8	W360X110	0.95	W310X143	0.88	W360X110	0.96
7	W460X113	0.99	W530X150	0.70	W460X113	1.00
6	W460X144	0.91	W530X150	0.84	W460X144	0.91
5	W610X113	0.96	W530X150	0.96	W610X125	0.89
4	W610X125	0.99	W610X155	0.93	W610X125	0.98
3	W610X155	0.98	W610X174	0.89	W610X155	0.99
2	W460X177	1.00	W610X174	0.93	W610X140	0.98
1	W530X196	0.99	W610X195	0.96	W460X213	1.00

Tableau B- 40 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-10-15%-9-T2			VAN-EBFC-10-15%-9-rot - T2		VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W530X82	W250X49.1	W310X67	W250X101	W250X101	W250X58	W150X37.1
9	W530X82	W250X49.1	W310X67	W250X67	W250X101	W250X67	W150X37.1
8	W610X113	W250X67	W310X143	W250X67	W360X196	W360X101	W310X143
7	W690X125	W250X73	W310X143	W250X101	W360X196	W360X101	W310X143
6	W760X147	W310X86	W360X262	W250X101	W360X347	W360X122	W360X237
5	W760X161	W250X101	W360X262	W250X101	W360X347	W310X179	W360X237
4	W760X173	W360X101	W360X382	W360X101	W360X463	W310X179	W360X382
3	W760X173	W360X101	W360X382	W360X110	W360X463	W310X129	W360X382
2	W840X176	W360X101	W360X592	W360X110	W360X677	W360X162	W360X592
1	W840X193	W310X117	W360X592	W360X122	W360X677	W310X158	W360X592
poids du cadre (kg)			45824		54426		48480
Période premier mode (s)			2.23		2.23		2.23

Tableau B- 41 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-10-20%-9-T2		VAN-EBFC-10-20%-9-rot-T2		VAN-EBFC-10-20%-9-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
10	W360X162	0.30	W1000X296	0.10	W360X162	0.30
9	W360X162	0.56	W1000X296	0.19	W360X162	0.57
8	W360X162	0.81	W1000X296	0.27	W360X162	0.81
7	W360X179	0.90	W1000X296	0.34	W360X179	0.90
6	W360X196	0.96	W1000X296	0.40	W360X196	0.97
5	W360X237	0.92	W1000X296	0.46	W360X237	0.92
4	W610X174	0.82	W1000X296	0.50	W610X174	0.82
3	W610X174	0.88	W1000X296	0.54	W610X174	0.88
2	W610X174	0.92	W1000X296	0.57	W610X174	0.92
1	W610X195	0.96	W760X257	0.87	W610X195	0.96

Tableau B- 42 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-10-20%-9-T2			VAN-EBFC-10-20%-9-rot -T2		VAN-EBFC-10-20%-9-résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W760X134	W250X73	W250X73	W360X216	W310X158	W360X110	W250X73
9	W760X134	W250X73	W250X73	W360X216	W310X158	W360X110	W250X73
8	W690X140	W250X73	W360X179	W360X216	W360X463	W360X110	W360X179
7	W760X161	W250X80	W360X179	W360X216	W360X463	W310X143	W360X179
6	W760X173	W310X86	W360X287	W360X216	W360X818	W310X143	W360X287
5	W840X193	W360X101	W360X287	W360X216	W360X818	W360X162	W360X287
4	W1000X222	W310X117	W360X463	W360X216	W360X1086	W360X216	W360X463
3	W1000X222	W310X117	W360X463	W360X216	W360X1086	W360X216	W360X463
2	W1000X222	W310X117	W360X634	W360X216	W360x410x1202	W360X216	W360X634
1	W1000X222	W360X122	W360X634	W360X162	W360x410x1202	W360X216	W360X634
poids du cadre (kg)			53617		109977.23		60982
Période premier mode (s)			2.18		1.60		2.22

Tableau B- 43 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-10-10%-7,5-T2		VAN-EBFC-10-10%-7,5-rot -T2		VAN-EBFC-10-10%-7,5-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
10	W310X38.7	0.96	W360X51	0.68	W360X39	0.76
9	W460X52	0.94	W460X60	0.88	W360X91	0.95
8	W460X89	0.94	W530X82	0.90	W460X89	0.94
7	W530X109	0.92	W610X92	0.88	W530X109	0.92
6	W610X125	0.94	W610X125	0.94	W460X158	0.96
5	W460X193	0.94	W760X134	0.87	W460X177	0.97
4	W760X134	0.96	W760X134	0.96	W610X153	0.98
3	W610X195	0.95	W690X170	0.89	W460X213	0.99
2	W310X283	0.96	W690X170	0.93	W610X195	0.98
1	W530X248	0.99	W690X192	1.00	W690X192	0.99

Tableau B- 44 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-10-10%-7,5-T2			VAN-EBFC-10-10%-7,5-rot-T2		VAN-EBFC-10-10%-7,5-résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W410X46.1	W250X149	W250X67	W310X158	W310X67	W310X74	W250X58
9	W530X66	W250X149	W250X67	W310X283	W310X67	W200X100	W250X58
8	W530X92	W310X143	W360X287	W310X179	W310X226	W360X110	W310X342
7	W610X113	W360X122	W360X287	W310X143	W310X226	W360X110	W310X342
6	W690X125	W360X110	W360X421	W360X110	W360X421	W360X101	W310X500
5	W760X134	W360X101	W360X421	W360X101	W360X421	W360X110	W310X500
4	W760X147	W360X101	W360X592	W360X101	W360X592	W360X110	W360X818
3	W760X147	W360X110	W360X592	W310X117	W360X592	W310X117	W360X818
2	W760X147	W360X110	W360X818	W310X117	W360X1086	W360X122	W360X818
1	W760X161	W360X122	W360X818	W360X122	W360X1086	W310X143	W360X818
poids du cadre (kg)			57664		63575		63608
Période premier mode (s)			2.09		2.06		2.05



Tableau B- 45 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-10-15%-7,5-T2		VAN-EBFC-10-15%-7,5-rot -T2		VAN-EBFC-10-15%-7,5-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
10	W250X73	0.81	W250X73	0.82	W310X74	0.61
9	W310X107	1.00	W410X100	0.81	W310X107	0.99
8	W460X89	0.99	W460X113	0.96	W460X89	0.99
7	W530X109	0.97	W610X125	0.83	W530X109	0.96
6	W610X125	0.98	W610X140	0.88	W610X125	0.97
5	W460X177	1.00	W690X140	0.95	W610X140	0.99
4	W760X134	0.97	W690X152	0.97	W760X134	0.98
3	W610X195	0.96	W760X161	0.88	W610X195	0.96
2	W610X195	1.00	W760X161	0.92	W760X147	0.96
1	W530X248	1.00	W840X176	0.93	W530X248	0.99

Tableau B- 46 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-10-15%-7,5-T2			VAN-EBFC-10-15%-7,5-rot-T2		VAN-EBFC-10-15%-7,5-résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W460X60	W200X35.9	W200X52	W250X67	W200X59	W250X58	W250X67
9	W530X82	W250X49.1	W200X52	W250X58	W200X59	W310X74	W250X67
8	W610X113	HSS254X254X9.5	W310X143	W250X67	W310X158	W310X86	W310X158
7	W690X125	W250X80	W310X143	W310X86	W310X158	W360X101	W310X158
6	W760X147	W310X86	W360X262	W360X101	W360X287	W360X110	W360X287
5	W760X161	W250X101	W360X262	W360X101	W360X287	W360X122	W360X287
4	W760X173	W310X107	W360X463	W310X107	W360X463	W360X122	W360X463
3	W840X176	W360X110	W360X463	W360X122	W360X463	W310X129	W360X463
2	W840X176	W360X110	W360X634	W360X122	W360X677	W310X143	W360X677
1	W840X193	W360X122	W360X634	W310X143	W360X677	W310X158	W360X677
poids du cadre (kg)			45114		47116		48778
Période premier mode (s)			2.35		2.35		2.30

Tableau B- 47 : Section du lien pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-10-20%-7,5-T2		VAN-EBFC-10-20%-7,5-rot -T2		VAN-EBFC-10-20%-7,5-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
10	W310X107	0.52	W360X162	0.36	W310X107	0.52
9	W310X117	0.90	W360X162	0.69	W310X117	0.91
8	W460X113	0.96	W610X174	0.53	W360X162	1.00
7	W460X144	0.94	W610X174	0.68	W460X144	0.95
6	W460X158	1.00	W610X174	0.82	W530X165	0.93
5	W460X193	0.96	W610X174	0.93	W460X193	0.97
4	W760X134	0.98	W610X195	0.92	W530X196	0.96
3	W610X195	0.96	W610X195	0.99	W610X195	0.97
2	W690X170	0.96	W610X217	0.94	W690X170	0.95
1	W610X241	0.96	W840X210	0.84	W610X241	0.97

Tableau B- 48 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 10 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-10-20%-7,5-T2			VAN-EBFC-10-20%-7,5-rot -T2		VAN-EBFC-10-20%-7,5- résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W530X101	W250X49.1	W250X67	W250X67	W200X41.7	W250X67	W200X35.9
9	W610X101	W250X58	W250X67	W250X67	W200X41.7	W310X86	W200X35.9
8	W690X125	W250X67	W310X158	W310X107	W360X196	W360X101	W310X158
7	W760X161	W310X86	W310X158	W310X107	W360X196	W310X117	W310X158
6	W690X170	W200X100	W360X287	W310X107	W360X382	W310X129	W360X287
5	W840X193	W360X101	W360X287	W310X107	W360X382	W310X143	W360X287
4	W840X193	W360X110	W360X463	W310X117	W360X551	W310X143	W360X463
3	W920X201	W310X117	W360X463	W310X117	W360X551	W310X143	W360X463
2	W840X210	W360X122	W360X677	W310X129	W360X744	W360X179	W360X677
1	W1000X222	W310X143	W360X677	W310X158	W360X744	W310X158	W360X677
poids du cadre (kg)			49177		56361		52075
Période premier mode (s)			2.35		2.33		2.40

Tableau B- 49 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-15-10%-9-T		VAN-EBFC-15-10%-9-rot -T		VAN-EBFC-15-10%-9- résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W250X58	0.95	W360X72	0.63	W250X58	0.95
14	W410X67	0.89	W410X100	0.77	W410X67	0.89
13	W460X89	0.91	W530X101	0.75	W460X89	0.91
12	W530X109	0.88	W530X109	0.88	W530X109	0.88
11	W610X125	0.90	W690X125	0.83	W610X125	0.90
10	W460X193	0.91	W760X134	0.85	W460X193	0.91
9	W530X196	0.93	W760X147	0.85	W530X196	0.93
8	W760X147	0.94	W760X161	0.89	W760X147	0.94
7	W690X217	0.94	W760X173	0.92	W690X217	0.93
6	W610X241	0.94	W840X176	0.91	W610X241	0.93
5	W840X176	0.96	W840X193	0.89	W840X176	0.95
4	W760X196	0.97	W840X193	0.93	W690X240	0.97
3	W530X272	0.98	W840X210	0.91	W760X196	0.98
2	W530X272	1.00	W840X210	0.93	W530X272	0.99
1	W310X375	0.98	W840X251	0.94	W840X226	1.00

Tableau B- 50 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-15-10%-9-T			VAN-EBFC-15-10%-9-rot - T		VAN-EBFC-15-10%-9-résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W530X82	W200X35.9	W360X1086	W250X89	W360X1086	W360X101	W310X454
14	W610X101	W250X58	W360X1086	W310X107	W360X1086	W360X147	W310X454
13	W610X125	W250X73	W360X1086	W250X131	W360X1086	W360X162	W310X454
12	W760X134	W310X86	W360X1086	W360X196	W360X1086	W360X162	W360X744
11	W760X161	W310X97	W360X1086	W360X162	W360X1086	W360X162	W360X744
10	W760X161	W360X110	W360X1086	W360X162	W360X1086	W360X147	W360X1086
9	W690X170	W310X117	W360X1086	W310X158	W360X1086	W360X147	W360X1086
8	W840X176	W310X129	W360X1086	W360X147	W360X1086	W310X158	W360X1086
7	W840X193	W360X134	W360X1086	W310X143	W360X1086	W360X147	W360X1086
6	W840X193	W360X147	W360X1086	W360X147	W360X1086	W360X162	W360X1086
5	W920X201	W360X147	W360X1086	W310X158	W360X1086	W360X162	W360X1086
4	W920X201	W360X147	Carré550	W310X158	Carré650	W360X162	Carré650
3	W920X201	W310X158	Carré550	W360X162	Carré650	W310X179	Carré650
2	W920X201	W310X158	Carré550	W360X162	Carré650	W310X179	Carré650
1	W1000X222	W310X179	Carré550	W310X179	Carré650	W360X179	Carré650
poids du cadre (kg)			217480		252381		234436
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00

Tableau B- 51 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-15-15%-9-T		VAN-EBFC-15-15%-9-rot -T		VAN-EBFC-15-15%-9- résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W310X79	0.73	W530X150	0.28	W310X79	0.73
14	W360X101	0.90	W530X150	0.48	W360X101	0.89
13	W460X113	0.93	W530X150	0.67	W410X114	0.95
12	W460X144	0.91	W530X150	0.85	W460X144	0.91
11	W530X165	0.92	W610X155	0.90	W610X125	0.95
10	W610X174	0.94	W610X174	0.94	W460X193	0.95
9	W610X195	0.95	W610X195	0.95	W610X195	0.92
8	W610X217	0.96	W610X217	0.96	W690X170	0.96
7	W610X241	0.94	W840X226	0.75	W690X217	0.97
6	W840X176	0.97	W840X226	0.80	W610X241	0.97
5	W530X272	0.97	W840X226	0.84	W840X176	0.97
4	W760X257	0.95	W840X226	0.86	W760X196	0.99
3	W760X257	0.97	W840X226	0.88	W530X272	0.99
2	W760X257	0.98	W840X226	0.89	W840X193	0.99
1	W610X307	0.97	W920X223	0.97	W760X284	0.99

Tableau B- 52 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-15-15%-9-T			VAN-EBFC-15-15%-9-rot -T		VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W610X92	W200X46.1	W310X107	W310X97	W360X162	W310X107	W310X107
14	W610X125	W250X58	W310X107	W310X97	W360X162	W360X147	W310X107
13	W690X125	W250X73	W310X107	W310X129	W360X162	W360X147	W310X107
12	W760X147	W310X86	W310X313	W310X179	W360X314	W360X122	W360X216
11	W760X173	W360X101	W310X313	W250X149	W360X314	W360X147	W360X216
10	W840X193	W360X110	W360X509	W250X131	W360X463	W310X158	W360X551
9	W920X201	W360X122	W360X509	W360X122	W360X463	W310X158	W360X551
8	W1000X222	W360X134	W360X990	W360X134	W360X634	W360X162	W360X1086
7	W1000X222	W360X147	W360X990	W310X179	W360X634	W360X162	W360X1086
6	W920X238	W360X147	W360X1086	W310X179	W360X900	W310X179	W360X1086
5	W1000X249	W310X158	W360X1086	W310X179	W360X900	W360X262	W360X1086
4	W1000X249	W360X162	W360X1086	W310X179	W360x410x1086	W360X196	W360X1086
3	W1000X249	W360X162	W360X1086	W310X179	W360x410x1086	W360X216	W360X1086
2	W1000X249	W360X162	W360x410x1086	W310X179	Carré650	W360X196	Carré650
1	W920X271	W360X179	W360x410x1086	W360X179	Carré650	W360X196	Carré650
poids du cadre (kg)			132458		166367		176242
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00



Tableau B- 53 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-15-20%-9-T		VAN-EBFC-15-20%-9-rot -T		VAN-EBFC-15-20%-9- résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W360X162	0.41	W1000X296	0.12	W360X162	0.41
14	W360X162	0.70	W1000X296	0.20	W360X179	0.61
13	W360X179	0.85	W1000X296	0.27	W360X216	0.72
12	W360X216	0.91	W1000X296	0.34	W360X216	0.91
11	W610X174	0.82	W1000X296	0.40	W610X195	0.73
10	W610X174	0.95	W1000X296	0.47	W610X217	0.78
9	W610X195	0.96	W1000X296	0.52	W610X217	0.88
8	W610X217	0.97	W1000X296	0.57	W610X217	0.96
7	W610X241	0.95	W1000X296	0.62	W690X217	0.99
6	W690X240	0.97	W1000X296	0.66	W610X241	0.99
5	W530X272	0.99	W1000X296	0.69	W690X240	0.99
4	W760X257	0.96	W1000X296	0.71	W530X272	0.99
3	W760X257	0.98	W1000X296	0.74	W760X257	0.95
2	W760X257	0.99	W1000X296	0.75	W760X257	0.97
1	W610X307	0.99	W1000X296	0.86	W610X307	0.99

Tableau B- 54 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à  
Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-15-20%-9-T			VAN-EBFC-15-20%-9-rot -T		VAN-EBFC-15-20%-9-résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W760X134	W250X73	W310X129	W360X216	W360X347	W360X110	W310X143
14	W760X134	W250X73	W310X129	W360X216	W360X347	W360X216	W310X143
13	W760X161	W250X80	W310X129	W360X216	W360X347	W360X262	W310X143
12	W840X176	W310X97	W360X237	W360X216	W360X634	W360X347	W360X262
11	W1000X222	W310X117	W360X237	W360X216	W360X634	W360X216	W360X262
10	W1000X222	W310X117	W310X500	W360X216	W360X900	W360X196	W360X463
9	W920X238	W310X129	W310X500	W360X216	W360X900	W360X196	W360X463
8	W1000X249	W360X134	W360X900	W360X216	W360x410x1086	W360X196	W360X634
7	W920X271	W360X147	W360X900	W360X216	W360x410x1086	W360X196	W360X634
6	W1000X272	W310X158	W360X1086	W360X216	W360x410x1202	W360X216	W360X818
5	W920X289	W360X162	W360X1086	W360X216	W360x410x1202	W360X216	W360X818
4	W1000X296	W310X179	W360X1086	W360X216	Carré500	W360X237	W360X1086
3	W1000X296	W310X179	W360X1086	W360X216	Carré500	W360X216	W360X1086
2	W1000X296	W310X179	W360x410x1086	W360X216	Carré550	W360X216	Carré650
1	W1000X314	W360X179	W360x410x1086	W360X216	Carré550	W360X237	Carré650
poids du cadre (kg)			135987		216211		178157
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00

Tableau B- 55 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-15-10%-7,5-T		VAN-EBFC-15-10%-7,5-rot -T		VAN-EBFC-15-10%-7,5-résist-T	
	Section	$V_{fu}/V_{rL}$	Section	$V_{fu}/V_{rL}$	Section	$V_{fu}/V_{rL}$
15	W410X38.8	0.91	W410X60	0.73	W460X52	0.67
14	W410X85	0.84	W460X82	0.84	W410X85	0.84
13	W530X109	0.84	W610X92	0.80	W530X109	0.84
12	W610X155	0.85	W690X125	0.83	W530X165	0.86
11	W610X195	0.82	W690X170	0.78	W690X152	0.87
10	W690X217	0.85	W690X192	0.83	W530X219	0.88
9	W690X240	0.86	W690X240	0.86	W610X241	0.89
8	W690X265	0.86	W610X285	0.83	W360X382	0.89
7	W690X289	0.87	W610X307	0.82	W690X265	0.92
6	W610X307	0.87	W610X307	0.88	W690X289	0.93
5	W690X323	0.87	W690X323	0.87	W460X315	0.94
4	W690X323	0.90	W690X323	0.90	W610X307	0.95
3	W360X463	0.91	W690X323	0.93	W610X307	0.98
2	W360X463	0.93	W690X323	0.95	W690X323	0.94
1	W310X454	0.95	W690X350	0.97	W690X350	0.97

Tableau B- 56 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-15-10%-7,5-T			VAN-EBFC-15-10%-7,5-rot -T		VAN-EBFC-15-10%-7,5- résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W460X60	W200X35.9	W360X1086	W310X143	W360X1086	W360X101	W360X1086
14	W530X82	W250X58	W360X1086	W360X216	W360X1086	W360X147	W360X1086
13	W610X113	W310X74	W360X1086	W310X226	W360X1086	W310X179	W360X1086
12	W690X125	W310X97	W360X1086	W360X196	W360X1086	W310X179	W360X1086
11	W760X147	W360X110	W360X1086	W310X179	W360X1086	W360X196	W360X1086
10	W760X161	W360X122	W360X1086	W310X179	W360X1086	W310X179	W360X1086
9	W760X173	W360X134	W360X1086	W310X158	W360X1086	W310X158	W360X1086
8	W840X193	W360X147	W360X1086	W360X147	W360X1086	W360X162	W360X1086
7	W840X193	W310X158	W360X1086	W360X162	W360X1086	W310X158	W360X1086
6	W920X201	W360X162	Carré650	W360X162	Carré650	W360X162	Carré650
5	W840X210	W310X179	Carré650	W310X179	Carré650	W360X179	Carré650
4	W840X210	W310X179	Carré650	W310X179	Carré650	W360X179	Carré650
3	W1000X222	W310X179	Carré650	W310X179	Carré650	W360X179	Carré650
2	W1000X222	W310X179	Carré650	W310X179	Carré650	W360X196	Carré650
1	W1000X222	W360X196	Carré650	W360X196	Carré650	W360X196	Carré650
poids du cadre (kg)			282307		295387		295969
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00

Tableau B- 57 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-15-15%-7,5-T		VAN-EBFC-15-15%-7,5-rot -T		VAN-EBFC-15-15%-7,5-résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W310X67	0.90	W410X100	0.57	W310X67	0.90
14	W460X82	0.88	W610X125	0.55	W460X82	0.88
13	W530X109	0.89	W610X125	0.76	W530X109	0.89
12	W530X165	0.92	W610X140	0.87	W530X165	0.92
11	W530X196	0.92	W760X161	0.81	W690X152	0.93
10	W610X217	0.94	W760X173	0.89	W530X219	0.93
9	W840X176	0.93	W840X193	0.88	W610X241	0.93
8	W760X257	0.94	W920X201	0.87	W840X193	0.94
7	W610X285	0.97	W920X201	0.94	W610X285	0.93
6	W760X284	0.98	W1000X222	0.88	W760X284	0.93
5	W610X307	0.99	W1000X222	0.91	W610X307	0.93
4	W920X238	0.97	W1000X222	0.94	W920X223	0.96
3	W920X238	0.98	W1000X222	0.95	W840X251	0.98
2	W920X238	0.99	W1000X222	0.96	W920X238	0.97
1	W760X350	1.00	W920X289	0.92	W760X350	0.99

Tableau B- 58 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-15-15%-7,5-T			VAN-EBFC-15-15%-7,5-rot -T		VAN-EBFC-15-15%-7,5-résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W610X101	W200X41.7	W310X454	W310X74	W360X1086	W310X97	W310X415
14	W690X125	W250X67	W310X454	W310X86	W360X1086	W360X101	W310X415
13	W760X147	W250X80	W310X454	W310X158	W360X1086	W360X110	W310X415
12	W760X173	W310X97	W360X1086	W360X196	W360X1086	W360X110	W310X500
11	W840X193	W360X110	W360X1086	W250X167	W360X1086	W310X129	W310X500
10	W920X201	W360X122	W360X1086	W310X179	W360X1086	W310X143	W360X677
9	W1000X222	W360X134	W360X1086	W310X158	W360X1086	W310X158	W360X677
8	W1000X222	W360X147	W360X1086	W360X162	W360X1086	W360X162	W360X1086
7	W1000X222	W310X158	W360X1086	W360X162	W360X1086	W310X179	W360X1086
6	W920X238	W360X162	W360X1086	W360X179	W360X1086	W310X179	W360X1086
5	W920X238	W310X179	W360X1086	W360X179	W360X1086	W360X196	W360X1086
4	W1000X249	W310X179	W360x410x1086	W360X179	W360x410x1086	W360X196	Carré650
3	W1000X249	W310X179	W360x410x1086	W360X179	W360x410x1086	W360X196	Carré650
2	W1000X249	W310X179	Carré500	W360X179	Carré600	W360X196	Carré650
1	W920X271	W360X196	Carré500	W360X216	Carré600	W360X216	Carré650
poids du cadre (kg)			175681		207715		221209
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00

Tableau B- 59 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-15-20%-7,5-T		VAN-EBFC-15-20%-7,5-rot -T		VAN-EBFC-15-20%-7,5-résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W310X107	0.69	W360X162	0.49	W310X107	0.69
14	W310X143	0.89	W610X174	0.47	W310X143	0.89
13	W460X144	0.87	W610X174	0.65	W460X144	0.87
12	W460X177	0.88	W610X174	0.82	W610X155	0.91
11	W610X195	0.89	W610X195	0.89	W610X195	0.88
10	W690X217	0.91	W690X217	0.92	W690X217	0.90
9	W760X196	0.92	W690X240	0.94	W690X240	0.92
8	W760X257	0.94	W1000X249	0.74	W760X257	0.92
7	W920X201	0.95	W1000X249	0.80	W840X226	0.92
6	W610X307	0.95	W1000X249	0.85	W610X307	0.92
5	W920X238	0.95	W1000X249	0.89	W920X238	0.91
4	W760X314	0.94	W1000X249	0.91	W760X314	0.91
3	W1000X222	0.95	W1000X249	0.93	W840X299	0.93
2	W760X314	0.96	W1000X249	0.93	W840X299	0.95
1	W610X372	0.95	W920X289	0.95	W610X372	0.96

Tableau B- 60 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver, T=2s

Étage	VAN-EBFM-15-20%-7,5-T			VAN-EBFC-15-20%-7,5-rot -T		VAN-EBFC-15-20%-7,5-résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W610X125	W250X49.1	W310X107	W250X131	W360X162	W360X101	W310X500
14	W760X161	W250X67	W310X107	W310X107	W360X162	W360X179	W310X500
13	W840X176	W310X86	W310X107	W310X158	W360X162	W310X158	W310X500
12	W920X201	W360X101	W360X1086	W310X226	W360X1086	W360X134	W360X677
11	W1000X222	W310X117	W360X1086	W310X253	W360X1086	W360X147	W360X677
10	W1000X222	W310X129	W360X1086	W310X202	W360X1086	W310X158	W360X744
9	W920X238	W360X147	W360X1086	W360X196	W360X1086	W310X179	W360X744
8	W1000X249	W310X158	W360X1086	W360X196	W360X1086	W310X179	W360X818
7	W920X271	W360X162	W360X1086	W360X196	W360X1086	W360X196	W360X818
6	W1000X272	W310X179	W360X1086	W360X196	W360X1086	W360X216	W360X990
5	W1000X296	W360X179	W360X1086	W360X196	W360X1086	W360X216	W360X990
4	W1000X296	W360X196	W360x410x1086	W360X196	W360x410x1086	W360X216	Carré650
3	W1000X296	W360X196	W360x410x1086	W360X196	W360x410x1086	W360X216	Carré650
2	W1000X296	W360X196	Carré550	W360X196	Carré550	W360X216	Carré650
1	W1000X321	W360X216	Carré550	W360X216	Carré550	W310X253	Carré650
poids du cadre (kg)			178969		185420		227254
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00



Tableau B- 61 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-15-10%-9-T2		VAN-EBFC-15-10%-9-rot-T2		VAN-EBFC-15-10%-9-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W250X58	0.95	W360X72	0.63	W250X58	0.95
14	W410X67	0.89	W410X100	0.77	W410X67	0.89
13	W460X89	0.91	W460X113	0.88	W460X89	0.90
12	W530X109	0.88	W530X109	0.88	W530X109	0.88
11	W610X125	0.90	W530X123	0.92	W610X125	0.90
10	W460X193	0.91	W760X134	0.85	W460X193	0.91
9	W530X196	0.93	W760X134	0.95	W530X196	0.93
8	W760X147	0.94	W760X147	0.93	W760X147	0.94
7	W690X217	0.94	W760X161	0.95	W690X217	0.94
6	W610X241	0.94	W760X173	0.95	W610X241	0.93
5	W840X176	0.96	W840X176	0.93	W840X176	0.95
4	W760X196	0.96	W840X176	0.97	W690X240	0.97
3	W530X272	0.97	W840X193	0.94	W760X196	0.97
2	W530X272	0.98	W840X193	0.96	W530X272	0.97
1	W310X375	0.96	W840X226	0.99	W840X226	0.98

Tableau B- 62 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à  
Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-15-10%-9-T2			VAN-EBFC-15-10%-9-rot - T2		VAN-EBFC-15-10%-9- résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W530X82	W200X35.9	W360X990	W360X147	W310X107	W360X134	W310X454
14	W610X101	W250X58	W360X990	W360X162	W310X107	W360X179	W310X454
13	W610X125	W250X73	W360X990	W360X162	W310X107	W360X216	W310X454
12	W760X134	W310X86	W360X990	W310X158	W360X216	W360X216	W360X744
11	W760X161	W310X97	W360X990	W310X129	W360X216	W360X196	W360X744
10	W760X161	W360X110	W360X990	W360X110	W360X1086	W360X196	W360X990
9	W690X170	W310X117	W360X990	W360X110	W360X1086	W310X179	W360X990
8	W840X176	W310X129	W360X990	W310X129	W360X1086	W310X179	W360X990
7	W840X193	W360X134	W360X990	W360X134	W360X1086	W360X147	W360X990
6	W840X193	W360X147	W360X990	W310X143	W360X1086	W360X162	W360X990
5	W920X201	W360X147	W360X990	W360X147	W360X1086	W360X162	W360X990
4	W920X201	W360X147	W360X990	W360X147	Carré650	W360X162	W360X990
3	W920X201	W310X158	W360X990	W310X158	Carré650	W310X179	W360X990
2	W920X201	W310X158	Carré500	W310X158	Carré650	W310X179	Carré650
1	W1000X222	W310X179	Carré500	W360X162	Carré650	W360X179	Carré650
poids du cadre (kg)			179542		212472		195953
Période premier mode (s)			2.54		2.57		2.62

Tableau B- 63 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-15-15%-9-T2		VAN-EBFC-15-15%-9-rot-T2		VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W310X79	0.73	W530X150	0.28	W310X79	0.73
14	W310X107	0.98	W310X143	0.74	W360X101	0.89
13	W360X122	0.98	W530X150	0.66	W410X114	0.95
12	W460X144	0.91	W530X150	0.84	W460X144	0.91
11	W460X158	0.98	W610X155	0.89	W610X125	0.95
10	W460X177	1.00	W610X174	0.92	W460X193	0.96
9	W760X134	0.99	W610X195	0.92	W610X195	0.92
8	W760X147	0.97	W610X217	0.93	W690X170	0.96
7	W610X217	1.00	W690X217	0.96	W690X217	0.96
6	W530X248	1.00	W840X226	0.78	W610X241	0.96
5	W760X185	0.99	W840X226	0.82	W840X176	0.96
4	W690X240	1.00	W840X226	0.85	W760X196	0.97
3	W760X196	0.99	W840X226	0.87	W530X272	0.98
2	W530X272	0.99	W840X226	0.88	W840X193	0.98
1	W530X300	1.00	W920X223	0.94	W760X284	0.96

Tableau B- 64 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à  
Vancouver, T>2 s

Étage	VAN-EBFM-15-15%-9-T2			VAN-EBFC-15-15%-9-rot -T2		VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W530X82	W200X46.1	W310X107	W310X97	W310X158	W310X97	W310X107
14	W610X92	W250X58	W310X107	W250X73	W310X158	W360X134	W310X107
13	W610X125	W250X73	W310X107	W310X97	W310X158	W360X134	W310X107
12	W760X147	W310X86	W360X216	W310X97	W360X287	W360X122	W360X216
11	W760X161	W310X97	W360X216	W360X101	W360X287	W360X147	W360X216
10	W840X176	W360X101	W360X347	W360X110	W360X463	W360X147	W360X382
9	W840X193	W310X117	W360X347	W360X122	W360X463	W360X147	W360X382
8	W840X210	W310X129	W360X551	W360X134	W360X634	W360X162	W360X551
7	W1000X222	W360X134	W360X551	W310X143	W360X634	W360X162	W360X551
6	W1000X222	W310X143	W360X744	W310X179	W360X900	W310X179	W360X744
5	W920X238	W360X147	W360X744	W310X179	W360X900	W360X262	W360X744
4	W920X238	W360X147	W360X990	W310X179	W360X1086	W360X196	W360X990
3	W1000X249	W310X158	W360X990	W310X179	W360X1086	W360X216	W360X990
2	W1000X249	W310X158	W360x410x990	W310X179	W360x410x1202	W360X196	W360x410x1086
1	W1000X249	W310X179	W360x410x990	W360X179	W360x410x1202	W360X196	W360x410x1086
poids du cadre (kg)			110231		127148		119243
Période premier mode (s)			3.15		3.04		3.10

Tableau B- 65 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-15-20%-9-T2		VAN-EBFC-15-20%-9-rot-T2		VAN-EBFC-15-20%-9-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W360X162	0.40	W1000X296	0.12	W360X162	0.40
14	W360X162	0.69	W1000X296	0.20	W360X162	0.69
13	W360X162	0.97	W1000X296	0.27	W360X162	0.96
12	W360X196	0.96	W1000X296	0.34	W360X196	0.96
11	W360X237	0.97	W1000X296	0.40	W610X195	0.71
10	W610X174	0.92	W1000X296	0.46	W610X217	0.76
9	W610X195	0.92	W1000X296	0.51	W610X217	0.85
8	W610X217	0.93	W1000X296	0.56	W610X217	0.93
7	W690X217	0.96	W1000X296	0.61	W690X217	0.96
6	W610X241	0.96	W1000X296	0.65	W610X241	0.96
5	W690X240	0.96	W1000X296	0.68	W690X240	0.97
4	W690X240	1.00	W1000X296	0.70	W530X272	0.97
3	W530X272	0.99	W1000X296	0.72	W760X257	0.94
2	W610X262	1.00	W1000X296	0.74	W760X257	0.95
1	W840X226	0.99	W1000X296	0.85	W610X307	0.95

Tableau B- 66 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 9 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-15-20%-9-T2			VAN-EBFC-15-20%-9-rot -T2		VAN-EBFC-15-20%-9-résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W760X134	W250X73	W310X129	W360X216	W360X347	W360X110	W310X143
14	W760X134	W250X73	W310X129	W360X216	W360X347	W360X134	W310X143
13	W690X140	W250X73	W310X129	W360X216	W360X347	W360X134	W310X143
12	W760X173	W310X86	W360X237	W360X216	W360X634	W310X158	W360X262
11	W840X193	W360X101	W360X237	W360X216	W360X634	W360X216	W360X262
10	W1000X222	W310X117	W360X382	W360X216	W360X900	W360X196	W360X463
9	W920X238	W310X129	W360X382	W360X216	W360X900	W360X196	W360X463
8	W1000X249	W360X134	W360X592	W360X216	W360x410x990	W360X196	W360X634
7	W1000X249	W310X143	W360X592	W360X216	W360x410x990	W360X196	W360X634
6	W920X271	W360X147	W360X818	W360X216	W360x410x1202	W360X216	W360X818
5	W1000X272	W310X158	W360X818	W360X216	W360x410x1202	W360X216	W360X818
4	W1000X272	W310X158	W360X990	W360X216	Carré500	W360X237	W360X1086
3	W920X289	W360X162	W360X990	W360X216	Carré500	W360X216	W360X1086
2	W920X289	W360X162	W360x410x1086	W360X216	Carré550	W360X216	W360x410x1086
1	W1000X296	W310X179	W360x410x1086	W360X216	Carré550	W360X237	W360x410x1086
poids du cadre (kg)			120791		214675		135150
Période premier mode (s)			3.14		2.48		3.12

Tableau B- 67 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-15-10%-7,5-T2		VAN-EBFC-15-10%-7,5-rot -T2		VAN-EBFC-15-10%-7,5-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W410X38.8	0.91	W410X60	0.73	W460X52	0.67
14	W410X85	0.84	W460X82	0.84	W410X85	0.84
13	W530X109	0.84	W610X92	0.80	W530X109	0.84
12	W610X155	0.85	W530X123	0.93	W530X165	0.86
11	W610X195	0.82	W760X134	0.88	W690X152	0.87
10	W690X217	0.85	W690X170	0.90	W530X219	0.88
9	W690X240	0.86	W690X192	0.94	W610X241	0.89
8	W690X265	0.86	W690X240	0.95	W360X382	0.89
7	W690X289	0.88	W610X262	0.98	W690X265	0.92
6	W610X307	0.87	W610X285	0.95	W690X289	0.93
5	W690X323	0.86	W610X285	0.98	W460X315	0.93
4	W690X323	0.89	W610X307	0.94	W610X307	0.94
3	W360X463	0.89	W610X307	0.96	W610X307	0.96
2	W360X463	0.91	W690X323	0.93	W690X323	0.92
1	W310X454	0.94	W690X350	0.95	W690X350	0.95

Tableau B- 68 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-15-10%-7,5-T2			VAN-EBFC-15-10%-7,5-rot -T2		VAN-EBFC-15-10%-7,5- résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W460X60	W200X35.9	W360X1086	W310X158	W360X1086	W360X110	W360X1086
14	W530X82	W250X58	W360X1086	W360X237	W360X1086	W360X162	W360X1086
13	W610X113	W310X74	W360X1086	W310X253	W360X1086	W360X196	W360X1086
12	W690X125	W310X97	W360X1086	W310X283	W360X1086	W360X196	W360X1086
11	W760X147	W360X110	W360X1086	W360X216	W360X1086	W310X202	W360X1086
10	W760X161	W360X122	W360X1086	W360X196	W360X1086	W360X196	W360X1086
9	W760X173	W360X134	W360X1086	W310X179	W360X1086	W250X167	W360X1086
8	W840X193	W360X147	W360X1086	W360X147	W360X1086	W360X162	W360X1086
7	W840X193	W310X158	W360X1086	W360X162	W360X1086	W310X158	W360X1086
6	W920X201	W360X162	W360X1086	W360X162	W360X1086	W360X162	W360X1086
5	W840X210	W310X179	W360X1086	W310X179	W360X1086	W360X179	W360X1086
4	W840X210	W310X179	Carré650	W310X179	Carré650	W360X179	Carré650
3	W1000X222	W310X179	Carré650	W310X179	Carré650	W360X179	Carré650
2	W1000X222	W310X179	Carré650	W310X179	Carré650	W360X196	Carré650
1	W1000X222	W360X196	Carré650	W360X196	Carré650	W360X196	Carré650
poids du cadre (kg)			246707		259966		261310
Période premier mode (s)			2.56		2.44		2.56



Tableau B- 69 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-15-15%-7,5-T2		VAN-EBFC-15-15%-7,5-rot -T2		VAN-EBFC-15-15%-7,5-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W310X67	0.90	W410X100	0.57	W250X80	0.97
14	W460X82	0.88	W610X125	0.55	W360X110	0.97
13	W530X109	0.89	W610X125	0.76	W460X128	0.97
12	W530X165	0.92	W610X125	0.96	W610X125	0.96
11	W530X196	0.92	W690X140	0.99	W610X174	0.96
10	W610X217	0.94	W760X161	0.93	W760X147	0.96
9	W840X176	0.92	W760X173	0.98	W690X192	0.98
8	W760X257	0.92	W840X193	0.95	W690X240	0.98
7	W610X285	0.94	W920X201	0.91	W760X257	0.97
6	W760X284	0.95	W920X201	0.97	W610X285	0.99
5	W610X307	0.96	W1000X222	0.89	W760X284	0.98
4	W920X238	0.94	W1000X222	0.91	W610X307	0.98
3	W920X238	0.96	W1000X222	0.93	W920X223	1.00
2	W920X238	0.96	W1000X222	0.93	W840X251	0.99
1	W760X350	0.96	W920X271	0.95	W1000X296	1.00

Tableau B- 70 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-15-15%-7,5-T2			VAN-EBFC-15-15%-7,5-rot - T2		VAN-EBFC-15-15%-7,5-résist- T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W610X101	W200X41.7	W360X287	W310X97	W310X158	W250X115	W310X107
14	W690X125	W250X67	W360X287	W360X101	W310X158	W310X97	W310X107
13	W760X147	W250X80	W360X287	W250X149	W310X158	W250X89	W310X107
12	W760X173	W310X97	W360X382	W360X179	W360X287	W310X107	W360X592
11	W840X193	W360X110	W360X382	W250X131	W360X287	W360X122	W360X592
10	W920X201	W360X122	W360X421	W360X122	W360X463	W310X143	W360X677
9	W1000X222	W360X134	W360X421	W310X129	W360X463	W360X147	W360X677
8	W1000X222	W360X147	W360X634	W360X147	W360X818	W310X158	W360X1086
7	W1000X222	W310X158	W360X634	W360X162	W360X818	W360X162	W360X1086
6	W920X238	W360X162	W360X900	W360X162	W360X900	W310X179	W360X1086
5	W920X238	W310X179	W360X900	W360X179	W360X900	W360X179	W360X1086
4	W1000X249	W310X179	W360x410x990	W360X179	W360x410x990	W360X196	W360X1086
3	W1000X249	W310X179	W360x410x990	W360X179	W360x410x990	W360X196	W360X1086
2	W1000X249	W310X179	W360x410x990	W360X179	W360x410x1299	W360X196	W360x410x1202
1	W920X271	W360X196	W360x410x990	W360X196	W360x410x1299	W360X196	W360x410x1202
poids du cadre (kg)			121252.2051		125067.7929		142369
Période premier mode (s)			3.20		3.30		3.21

Tableau B- 71 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-15-20%-7,5-T2		VAN-EBFC-15-20%-7,5-rot -T2		VAN-EBFC-15-20%-7,5-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W310X107	0.69	W360X162	0.49	W310X107	0.69
14	W310X143	0.89	W360X179	0.73	W310X129	0.97
13	W460X144	0.87	W610X174	0.65	W460X144	0.87
12	W530X165	0.92	W610X174	0.82	W530X165	0.93
11	W690X152	0.93	W610X174	0.98	W610X174	0.98
10	W530X219	0.93	W690X217	0.90	W690X170	0.96
9	W760X185	0.93	W690X240	0.92	W690X192	0.99
8	W840X193	0.94	W1000X249	0.71	W760X196	0.98
7	W610X285	0.94	W1000X249	0.77	W760X257	0.98
6	W760X284	0.94	W1000X249	0.81	W610X285	0.99
5	W610X307	0.96	W1000X249	0.85	W760X284	0.98
4	W920X238	0.94	W1000X249	0.88	W610X307	0.99
3	W920X238	0.96	W1000X249	0.89	W920X223	1.00
2	W920X238	0.97	W1000X249	0.90	W840X251	1.00
1	W840X329	0.96	W920X289	0.91	W1000X272	1.00

Tableau B- 72 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 20% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Vancouver,  $T > 2$  s

Étage	VAN-EBFM-15-20%-7,5-T2			VAN-EBFC-15-20%-7,5-rot - T2		VAN-EBFC-15-20%-7,5-résist- T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W530X101	W250X49.1	W310X107	W250X67	W310X129	W310X143	W360X134
14	W610X125	W250X67	W310X107	W360X196	W310X129	W360X262	W360X134
13	W760X161	W310X86	W310X107	W310X107	W310X129	W360X162	W360X134
12	W760X173	W310X97	W360X237	W310X117	W360X287	W360X134	W310X283
11	W840X193	W360X110	W360X237	W310X129	W360X287	W360X134	W310X283
10	W1000X222	W360X122	W360X421	W310X129	W360X463	W360X179	W310X454
9	W1000X222	W360X134	W360X421	W310X143	W360X463	W310X158	W310X454
8	W1000X249	W360X147	W360X1086	W360X196	W360X744	W360X179	W360X744
7	W920X271	W360X162	W360X1086	W360X196	W360X744	W360X179	W360X744
6	W1000X272	W310X179	W360X1086	W360X196	W360X990	W360X196	W360X990
5	W1000X272	W310X179	W360X1086	W360X196	W360X990	W360X196	W360X990
4	W1000X296	W360X179	W360x410x1086	W360X196	W360x410x1086	W360X216	W360X1086
3	W1000X296	W360X179	W360x410x1086	W360X196	W360x410x1086	W360X216	W360X1086
2	W1000X296	W360X179	W360x410x1086	W360X196	W360x410x1299	W360X216	W360x410x1202
1	W1000X314	W360X196	W360x410x1086	W360X216	W360x410x1299	W360X216	W360x410x1202
poids du cadre (kg)			130244		132375		132332
Période premier mode (s)			3.29		3.29		3.35

Tableau B- 73 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, T=2s

Étage	MTL-EBFM-15-5%-9-T		MTL-EBFC-15-5%-9-rot - T		MTL-EBFC-15-5%-9-résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W150X24	0.52	W200X26.6	0.45	W200X19.3	0.46
14	W200X26.6	0.83	W310X38.7	0.55	W200X26.6	0.83
13	W310X38.7	0.79	W310X38.7	0.80	W310X38.7	0.79
12	W310X60	0.82	W410X38.8	0.73	W310X60	0.82
11	W250X89	0.82	W410X46.1	0.80	W310X79	0.84
10	W360X79	0.80	W410X67	0.74	W360X101	0.71
9	W410X75	0.75	W410X75	0.76	W410X75	0.76
8	W410X85	0.74	W410X85	0.74	W410X85	0.74
7	W250X149	0.75	W410X114	0.75	W410X114	0.75
6	W410X132	0.69	W410X132	0.69	W410X149	0.59
5	W310X179	0.69	W410X149	0.63	W410X149	0.63
4	W410X149	0.67	W410X149	0.67	W410X149	0.66
3	W310X226	0.57	W310X226	0.56	W310X226	0.56
2	W310X226	0.58	W310X226	0.58	W310X226	0.57
1	W310X283	0.50	W310X283	0.50	W310X283	0.49

Tableau B- 74 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à  
Montréal, T=2s

Étage	MTL-EBFM-15-5%-9-T			MTL-EBFC-15-5%-9-rot -T		MTL-EBFC-15-5%-9-résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W310X23.8	W200X41.7	W250X73	W310X79	W250X73	W250X58	W250X73
14	W310X28.3	W310X97	W250X73	W250X58	W250X73	W310X86	W250X73
13	W410X38.8	W250X67	W250X73	W250X89	W250X73	W250X80	W250X73
12	W360X44	W200X71	W360X592	W250X89	W310X375	W200X71	W360X551
11	W460X52	W200X71	W360X592	W200X86	W310X375	W200X71	W360X551
10	W410X60	W250X73	W360X744	W200X71	W360X677	W250X67	W360X744
9	W530X66	W200X71	W360X744	W200X71	W360X677	W310X79	W360X744
8	W460X74	W250X73	W360X900	W250X67	W360X1086	W310X74	W360X818
7	W460X82	W250X73	W360X900	W250X73	W360X1086	W310X74	W360X818
6	W530X92	W310X74	W360X1086	W310X74	W360X1086	W310X97	W360X900
5	W530X92	W310X86	W360X1086	W310X86	W360X1086	W310X97	W360X900
4	W530X101	W310X86	W360X1086	W310X86	W360X1086	W310X97	W360X990
3	W610X113	W360X101	W360X1086	W360X101	W360X1086	W360X110	W360X990
2	W610X113	W360X101	W360X1086	W360X101	W360X1086	W360X110	W360X1086
1	W690X125	W360X122	W360X1086	W360X122	W360X1086	W360X134	W360X1086
poids du cadre (kg)			115432		119446		115730
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00

Tableau B- 75 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, T=2s

Étage	MTL-EBFM-15-10%-9-T		MTL-EBFC-15-10%-9-rot -T		MTL-EBFC-15-10%-9- résist-T	
	Section	$V_{fu}/V_{rL}$	Section	$V_{fu}/V_{rL}$	Section	$V_{fu}/V_{rL}$
15	W200X52	0.35	W250X58	0.28	W200X52	0.35
14	W200X52	0.69	W250X58	0.55	W200X52	0.69
13	W310X38.7	0.89	W250X58	0.80	W310X38.7	0.89
12	W360X44	0.86	W360X64	0.77	W360X44	0.86
11	W360X57.8	0.87	W360X72	0.81	W360X57.8	0.87
10	W360X79	0.85	W360X79	0.85	W360X79	0.85
9	W530X66	0.68	W410X100	0.77	W410X75	0.79
8	W530X74	0.68	W530X101	0.60	W460X82	0.76
7	W530X85	0.68	W530X101	0.65	W530X85	0.68
6	W610X82	0.67	W530X101	0.69	W530X85	0.73
5	W610X92	0.65	W530X109	0.69	W610X113	0.63
4	W610X113	0.65	W610X113	0.66	W610X113	0.66
3	W530X123	0.64	W530X123	0.65	W530X123	0.64
2	W690X125	0.58	W690X125	0.58	W690X125	0.58
1	W760X134	0.57	W760X134	0.58	W760X134	0.58

Tableau B- 76 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à  
Montréal, T=2s

Étage	MTL-EBFM-15-10%-9-T			MTL-EBFC-15-10%-9-rot - T		MTL-EBFC-15-10%-9- résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W410X46.1	W200X31.3	W310X79	W200X35.9	W310X86	W200X41.7	W310X79
14	W410X46.1	W200X46.1	W310X79	W200X35.9	W310X86	W250X49.1	W310X79
13	W460X52	W360X110	W310X79	W310X97	W310X86	W250X101	W310X79
12	W460X60	W360X162	W310X129	W250X73	W310X143	W250X131	W310X129
11	W530X82	W310X179	W310X129	W360X147	W310X143	W310X179	W310X129
10	W610X92	W360X196	W360X216	W360X237	W310X253	W310X179	W310X226
9	W530X101	W360X196	W360X216	W310X117	W310X253	W360X179	W310X226
8	W610X113	W250X149	W360X314	W310X97	W310X454	W310X179	W310X415
7	W610X113	W250X131	W360X314	W310X107	W310X454	W250X167	W310X415
6	W610X125	W250X115	W360X509	W250X115	W360X677	W310X158	W360X592
5	W690X125	W250X101	W360X509	W310X107	W360X677	W360X110	W360X592
4	W760X134	W310X97	W360X744	W310X97	W360X818	W360X101	W360X677
3	W760X134	W310X97	W360X744	W310X97	W360X818	W360X110	W360X677
2	W760X147	W360X101	W360X900	W360X101	W360X1086	W310X117	W360X990
1	W760X161	W360X110	W360X900	W360X110	W360X1086	W360X122	W360X990
poids du cadre (kg)			82102		88675		84667
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00



Tableau B- 77 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal, T=2s

Étage	MTL-EBFM-15-15%-9-T		MTL-EBFC-15-15%-9-rot -T		MTL-EBFC-15-15%-9- résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W310X79	0.21	W530X150	0.08	W310X79	0.21
14	W310X79	0.41	W310X143	0.24	W310X79	0.41
13	W310X79	0.60	W310X143	0.34	W310X79	0.60
12	W310X79	0.77	W310X143	0.45	W310X79	0.77
11	W310X86	0.87	W310X143	0.55	W360X91	0.74
10	W360X91	0.84	W530X150	0.40	W360X91	0.85
9	W360X110	0.77	W530X150	0.46	W360X110	0.77
8	W460X113	0.70	W530X150	0.51	W460X113	0.70
7	W460X144	0.59	W530X150	0.55	W460X144	0.59
6	W610X125	0.56	W530X150	0.59	W460X128	0.71
5	W610X113	0.63	W530X150	0.62	W460X144	0.67
4	W760X134	0.49	W530X150	0.65	W460X144	0.70
3	W760X134	0.50	W610X155	0.60	W460X158	0.65
2	W760X134	0.51	W610X155	0.62	W610X140	0.58
1	W760X147	0.52	W610X195	0.56	W690X152	0.59

Tableau B- 78 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à  
Montréal, T=2s

Étage	MTL-EBFM-15-15%-9-T			MTL-EBFC-15-15%-9-rot - T		MTL-EBFC-15-15%-9- résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W530X82	W200X46.1	W250X101	W310X97	W310X158	W250X58	W250X101
14	W530X82	W200X46.1	W250X101	W250X67	W310X158	W250X58	W250X101
13	W530X82	W200X52	W250X101	W250X67	W310X158	W310X74	W250X101
12	W530X82	W310X86	W360X162	W250X67	W360X237	W310X117	W360X162
11	W610X101	W310X129	W360X162	W310X129	W360X237	W360X147	W360X162
10	W610X113	W310X179	W310X283	W310X97	W360X347	W310X253	W360X287
9	W610X113	W360X237	W310X283	W310X97	W360X347	W310X253	W360X287
8	W690X125	W310X158	W310X375	W250X115	W360X509	W360X196	W360X592
7	W760X147	W310X117	W310X375	W360X134	W360X509	W360X179	W360X592
6	W760X173	W360X101	W360X551	W360X147	W360X634	W360X216	W360X592
5	W760X161	W310X107	W360X551	W360X147	W360X634	W360X179	W360X592
4	W840X193	W310X117	W360X818	W310X143	W360X818	W310X179	W360X744
3	W840X193	W310X117	W360X818	W360X110	W360X818	W360X147	W360X744
2	W840X193	W310X117	W360X900	W360X101	W360X990	W360X147	W360X900
1	W920X201	W360X122	W360X900	W360X122	W360X990	W360X134	W360X900
poids du cadre (kg)			89838		100079		97303
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00

Tableau B- 79 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, T=2s

Étage	MTL-EBFM-15-5%-7,5-T		MTL-EBFC-15-5%-7,5-rot -T		MTL-EBFC-15-5%-7,5- résist-T	
	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W250X22.3	0.54	W310X28.3	0.35	W200X26.6	0.54
14	W250X22.3	0.81	W360X39	0.52	W250X22.3	0.81
13	W200X71	0.78	W360X72	0.57	W250X73	0.78
12	W200X86	0.77	W360X72	0.73	W200X86	0.77
11	W250X115	0.75	W360X101	0.72	W250X115	0.75
10	W360X110	0.77	W360X110	0.77	W360X110	0.77
9	W360X122	0.77	W360X122	0.77	W310X143	0.80
8	W250X167	0.73	W250X167	0.73	W250X167	0.73
7	W360X196	0.73	W310X179	0.74	W360X196	0.73
6	W310X202	0.71	W310X202	0.71	W310X202	0.70
5	W310X226	0.66	W310X226	0.66	W310X226	0.65
4	W310X226	0.70	W310X226	0.69	W310X226	0.68
3	W310X253	0.63	W310X253	0.62	W310X253	0.61
2	W310X283	0.55	W310X283	0.55	W310X283	0.54
1	W310X313	0.54	W310X313	0.53	W310X313	0.53

Tableau B- 80 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à  
Montréal, T=2s

Étage	MTL-EBFM-15-5%-7,5-T			MTL-EBFC-15-5%-7,5-rot - T		MTL-EBFC-15-5%-7,5- résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W310X38.7	W200X41.7	W360X551	W200X59	W360X1086	W250X58	W360X1086
14	W310X38.7	W310X107	W360X551	W250X89	W360X1086	W310X179	W360X1086
13	W360X44	W310X129	W360X551	W200X86	W360X1086	W310X97	W360X1086
12	W460X52	W310X129	W360X1086	W360X122	W360X1086	W250X115	W360X1086
11	W410X60	W310X143	W360X1086	W250X115	W360X1086	W250X115	W360X1086
10	W530X66	W360X134	W360X1086	W310X117	W360X1086	W250X115	W360X1086
9	W460X74	W310X129	W360X1086	W250X115	W360X1086	W310X107	W360X1086
8	W460X82	W310X117	W360X1086	W310X107	W360X1086	W250X101	W360X1086
7	W460X82	W310X107	W360X1086	W310X97	W360X1086	W200X86	W360X1086
6	W460X89	W200X100	W360X1086	W310X86	W360X1086	W310X86	W360X1086
5	W610X92	W250X101	W360X1086	W310X86	W360X1086	W310X97	W360X1086
4	W610X92	W310X97	W360X1086	W310X86	W360X1086	W310X97	W360X1086
3	W610X101	W360X101	W360X1086	W360X101	W360X1086	W360X110	W360X1086
2	W530X123	W360X110	W360X1086	W360X110	W360X1086	W360X122	W360X1086
1	W610X125	W360X122	W360X1086	W360X122	W360X1086	W360X134	W360X1086
poids du cadre (kg)			146099		165981		167651
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00

Tableau B- 81 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, T=2s

Étage	MTL-EBFM-15-10%-7,5-T		MTL-EBFC-15-10%-7,5-rot -T		MTL-EBFC-15-10%-7,5-résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W250X32.7	0.44	W200X35.9	0.56	W250X32.7	0.43
14	W250X32.7	0.84	W310X38.7	0.74	W250X32.7	0.84
13	W310X60	0.84	W360X51	0.74	W310X60	0.84
12	W310X74	0.84	W410X53	0.81	W310X74	0.84
11	W410X67	0.82	W410X67	0.82	W410X67	0.82
10	W460X74	0.82	W530X82	0.67	W460X74	0.82
9	W530X66	0.81	W530X82	0.75	W530X66	0.81
8	W610X82	0.69	W610X92	0.64	W610X82	0.70
7	W610X92	0.69	W610X92	0.69	W610X92	0.69
6	W610X113	0.71	W530X123	0.68	W760X134	0.54
5	W530X123	0.72	W530X123	0.72	W530X123	0.72
4	W690X125	0.68	W690X125	0.68	W690X125	0.68
3	W760X134	0.62	W760X134	0.62	W760X134	0.62
2	W760X134	0.63	W760X134	0.64	W760X134	0.63
1	W690X192	0.57	W690X192	0.57	W690X192	0.56

Tableau B- 82 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à  
Montréal, T=2s

Étage	MTL-EBFM-15-10%-7,5-T			MTL-EBFC-15-10%-7,5-rot -T		MTL-EBFC-15-10%-7,5- résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W410X38.8	W150X29.8	W250X73	W150X29.8	W250X73	W200X31.3	W250X73
14	W460X52	W250X58	W250X73	W200X52	W250X73	W250X49.1	W250X73
13	W460X60	W200X100	W250X73	W200X86	W250X73	W250X58	W250X73
12	W610X101	W250X80	W310X226	W360X101	W360X314	W310X74	W310X500
11	W610X101	W360X134	W310X226	W360X162	W360X314	W360X110	W310X500
10	W610X101	W360X196	W310X283	W310X143	W360X463	W360X162	W360X551
9	W610X113	W360X196	W310X283	W360X216	W360X463	W360X237	W360X551
8	W610X101	W360X196	W310X500	W310X179	W360X509	W360X216	W360X634
7	W610X113	W310X158	W310X500	W310X179	W360X509	W360X216	W360X634
6	W610X125	W360X134	W360X744	W310X143	W360X900	W360X134	W360X744
5	W610X125	W310X129	W360X744	W360X134	W360X900	W360X147	W360X744
4	W760X134	W360X101	W360X990	W250X115	W360X1086	W360X122	W360X900
3	W760X147	W360X101	W360X990	W360X101	W360X1086	W360X110	W360X900
2	W760X147	W360X101	W360X1086	W360X101	W360X1086	W360X110	W360X1086
1	W760X161	W360X122	W360X1086	W360X122	W360X1086	W360X134	W360X1086
poids du cadre (kg)			95466		102987		104315
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00

Tableau B- 83 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal, T=2s

Étage	MTL-EBFM-15-15%-7,5-T		MTL-EBFC-15-15%-7,5-rot -T		MTL-EBFC-15-15%-7,5-résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W250X73	0.31	W250X73	0.31	W250X73	0.31
14	W250X73	0.61	W250X73	0.62	W250X73	0.61
13	W250X80	0.79	W310X79	0.72	W310X60	0.85
12	W360X72	0.82	W360X91	0.74	W360X72	0.81
11	W360X101	0.79	W410X100	0.71	W360X101	0.79
10	W460X82	0.74	W410X100	0.82	W460X82	0.74
9	W460X89	0.78	W460X113	0.76	W360X122	0.80
8	W460X97	0.78	W610X125	0.57	W610X113	0.61
7	W760X134	0.51	W610X125	0.62	W760X134	0.51
6	W610X113	0.71	W610X125	0.66	W610X113	0.71
5	W530X123	0.72	W610X125	0.70	W530X123	0.72
4	W690X152	0.60	W610X140	0.66	W690X125	0.68
3	W760X134	0.63	W690X140	0.66	W760X134	0.63
2	W760X134	0.64	W690X152	0.64	W760X147	0.56
1	W760X173	0.57	W760X173	0.58	W760X173	0.57

Tableau B- 84 ; Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à  
Montréal, T=2s

étage	MTL-EBFM-15-15%-7,5-T			MTL-EBFC-15-15%-7,5-rot -T		MTL-EBFC-15-15%-7,5- résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W460X60	W200X35.9	W310X179	W200X35.9	W250X89	W200X41.7	W310X86
14	W460X60	W200X35.9	W310X179	W200X35.9	W250X89	W250X58	W310X86
13	W530X82	W250X67	W310X179	W250X58	W250X89	W360X110	W310X86
12	W530X92	W250X89	W310X283	W250X67	W310X454	W360X134	W310X158
11	W610X113	W360X122	W310X283	W250X89	W310X454	W310X158	W310X158
10	W610X113	W360X196	W360X382	W360X196	W360X677	W360X196	W360X677
9	W690X125	W360X216	W360X382	W360X196	W360X677	W360X287	W360X677
8	W690X125	W360X237	W310X500	W310X129	W360X1086	W360X216	W360X818
7	W760X173	W360X122	W310X500	W310X179	W360X1086	W310X179	W360X818
6	W760X134	W250X149	W360X818	W360X196	W360X1086	W360X262	W360X818
5	W760X147	W310X143	W360X818	W360X216	W360X1086	W360X262	W360X818
4	W760X173	W360X110	W360X1086	W310X179	W360X1086	W310X179	W360X900
3	W760X173	W310X107	W360X1086	W310X143	W360X1086	W360X134	W360X900
2	W760X173	W310X107	W360X1086	W250X115	W360X1086	W310X143	W360X1086
1	W840X193	W310X129	W360X1086	W310X129	W360X1086	W310X143	W360X1086
poids du cadre (kg)			105359		124279		112583
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00



Tableau B- 85 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal,  $T > 2$  s

Étage	MTL-EBFM-15-5%-9-T2		MTL-EBFC-15-5%-9-rot - T2		MTL-EBFC-15-5%-9-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W150X24	0.52	W200X26.6	0.45	W200X19.3	0.46
14	W150X29.8	0.96	W310X38.7	0.54	W200X26.6	0.83
13	W250X22.3	0.95	W310X38.7	0.78	W310X38.7	0.78
12	W410X38.8	0.71	W410X38.8	0.71	W310X60	0.80
11	W360X72	0.72	W410X46.1	0.77	W310X79	0.81
10	W460X52	0.73	W410X67	0.70	W360X101	0.68
9	W410X75	0.71	W410X75	0.71	W410X75	0.71
8	W410X114	0.64	W410X85	0.69	W410X85	0.69
7	W410X114	0.70	W410X114	0.69	W410X114	0.70
6	W410X132	0.64	W410X132	0.64	W410X149	0.55
5	W410X149	0.59	W410X149	0.59	W410X149	0.58
4	W410X149	0.61	W410X149	0.61	W410X149	0.61
3	W310X226	0.52	W310X226	0.52	W310X226	0.51
2	W310X226	0.53	W310X226	0.53	W310X226	0.52
1	W310X283	0.46	W310X283	0.46	W310X283	0.46

Tableau B- 86 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 9 mètres à  
Montréal, T>2 s

Étage	MTL-EBFM-15-5%-9-T2			MTL-EBFC-15-5%-9-rot - T2		MTL-EBFC-15-5%-9- résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W310X23.8	W150X29.8	W250X73	W310X79	W250X73	W200X46.1	W250X73
14	W310X28.3	W310X117	W250X73	W250X58	W250X73	W250X73	W250X73
13	W410X38.8	W310X143	W250X73	W250X89	W250X73	W360X101	W250X73
12	W410X46.1	W250X149	W310X117	W250X89	W310X129	W360X101	W310X129
11	W460X52	W310X129	W310X117	W200X86	W310X129	W360X101	W310X129
10	W530X66	W310X97	W360X196	W200X71	W360X196	W250X89	W360X216
9	W530X66	W250X89	W360X196	W200X71	W360X196	W310X97	W360X216
8	W460X82	W310X79	W310X342	W250X67	W360X677	W310X86	W310X342
7	W460X82	W250X73	W310X342	W250X73	W360X677	W310X74	W310X342
6	W530X92	W310X74	W360X463	W310X74	W360X677	W310X97	W360X463
5	W530X101	W310X86	W360X463	W310X86	W360X677	W310X97	W360X463
4	W530X101	W310X86	W360X677	W310X86	W360X677	W310X97	W360X634
3	W610X113	W360X101	W360X677	W360X101	W360X677	W360X110	W360X634
2	W610X113	W360X101	W360X818	W360X101	W360X744	W360X110	W360X818
1	W690X125	W360X122	W360X818	W360X122	W360X744	W360X134	W360X818
poids du cadre (kg)			72174		82108		76868
Période premier mode (s)			3.76		3.70		3.68

Tableau B- 87 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal,  $T > 2$  s

Étage	MTL-EBFM-15-10%-9-T2		MTL-EBFC-15-10%-9-rot-T2		MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W200X52	0.34	W250X58	0.27	W200X52	0.34
14	W200X52	0.62	W250X58	0.50	W200X52	0.63
13	W200X52	0.87	W250X58	0.71	W310X38.7	0.79
12	W360X44	0.75	W310X60	0.81	W360X44	0.75
11	W410X60	0.69	W360X64	0.82	W360X57.8	0.78
10	W460X52	0.74	W360X79	0.76	W360X79	0.76
9	W530X66	0.61	W410X100	0.68	W410X75	0.71
8	W530X66	0.67	W530X101	0.52	W460X82	0.69
7	W530X92	0.63	W530X101	0.57	W530X85	0.61
6	W610X82	0.60	W530X101	0.61	W530X85	0.65
5	W610X82	0.64	W530X109	0.61	W610X113	0.55
4	W610X92	0.60	W610X113	0.58	W610X113	0.58
3	W530X123	0.57	W530X123	0.57	W530X123	0.57
2	W690X125	0.52	W690X125	0.52	W690X125	0.52
1	W760X134	0.52	W760X134	0.53	W760X134	0.52

Tableau B- 88 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 9 mètres à  
Montréal, T>2 s

Étage	MTL-EBFM-15-10%-9-T2			MTL-EBFC-15-10%-9-rot - T2		MTL-EBFC-15-10%-9- résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W410X46.1	W200X31.3	W310X79	W200X35.9	W310X86	W200X41.7	W310X79
14	W410X46.1	W250X58	W310X79	W200X35.9	W310X86	W250X49.1	W310X79
13	W530X66	W310X97	W310X79	W310X158	W310X86	W250X101	W310X79
12	W530X66	W310X129	W310X143	W310X202	W310X143	W360X110	W310X129
11	W530X74	W360X122	W310X143	W310X158	W310X143	W310X117	W310X129
10	W460X82	W310X143	W360X216	W310X117	W310X283	W360X101	W310X226
9	W530X101	W250X89	W360X216	W310X79	W310X283	W310X97	W310X226
8	W530X101	W250X89	W310X375	W310X86	W360X509	W310X97	W310X415
7	W610X113	W310X79	W310X375	W310X86	W360X509	W310X97	W310X415
6	W610X125	W310X86	W310X500	W310X86	W360X634	W360X101	W360X592
5	W610X125	W310X86	W310X500	W310X86	W360X634	W310X107	W360X592
4	W690X125	W310X86	W360X634	W310X97	W360X744	W360X101	W360X677
3	W760X134	W310X97	W360X634	W310X97	W360X744	W360X110	W360X677
2	W760X147	W360X101	W360X818	W360X101	W360X900	W310X117	W360X990
1	W760X161	W360X110	W360X818	W360X110	W360X900	W360X122	W360X990
poids du cadre (kg)			75051		84381		79487
Période premier mode (s)			3.80		3.70		3.75

Tableau B- 89 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à Montréal,  $T > 2$  s

Étage	MTL-EBFM-15-15%-9-T2		MTL-EBFC-15-15%-9-rot-T2		MTL-EBFC-15-15%-9-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W310X79	0.20	W530X150	0.08	W310X79	0.20
14	W310X79	0.37	W310X143	0.22	W310X79	0.38
13	W310X79	0.53	W310X143	0.31	W310X79	0.53
12	W310X79	0.68	W310X143	0.40	W310X79	0.67
11	W310X79	0.81	W310X143	0.48	W360X91	0.65
10	W360X91	0.75	W310X143	0.56	W360X91	0.75
9	W410X100	0.69	W310X143	0.63	W360X110	0.69
8	W460X113	0.63	W310X143	0.70	W460X113	0.63
7	W460X113	0.69	W530X150	0.49	W460X144	0.53
6	W610X113	0.53	W530X150	0.52	W460X128	0.63
5	W610X125	0.52	W530X150	0.55	W460X144	0.59
4	W610X113	0.59	W530X150	0.58	W460X144	0.62
3	W610X125	0.56	W610X155	0.53	W460X158	0.58
2	W760X134	0.46	W610X155	0.54	W610X140	0.52
1	W760X134	0.53	W610X195	0.50	W690X152	0.53

Tableau B- 90 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 9 mètres à  
Montréal, T>2 s

Étage	MTL-EBFM-15-15%-9-T2			MTL-EBFC-15-15%-9-rot - T2		MTL-EBFC-15-15%-9- résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W530X82	W200X46.1	W250X101	W310X97	W310X158	W250X58	W250X101
14	W530X82	W200X46.1	W250X101	W250X67	W310X158	W250X58	W250X101
13	W530X82	W250X58	W250X101	W250X67	W310X158	W360X134	W250X101
12	W530X82	W360X122	W360X162	W250X67	W360X237	W360X262	W360X162
11	W610X101	W360X122	W360X162	W310X86	W360X237	W360X237	W360X162
10	W610X92	W310X158	W360X287	W310X143	W360X347	W360X314	W360X287
9	W610X113	W360X110	W360X287	W310X226	W360X347	W360X262	W360X287
8	W690X125	W250X89	W360X463	W360X382	W360X509	W360X196	W360X463
7	W690X125	W310X97	W360X463	W310X97	W360X509	W360X179	W360X463
6	W760X161	W310X97	W360X551	W310X97	W360X634	W360X216	W360X463
5	W760X173	W310X97	W360X551	W310X97	W360X634	W360X179	W360X463
4	W760X161	W310X97	W360X592	W310X97	W360X818	W310X179	W360X592
3	W760X173	W310X97	W360X592	W360X101	W360X818	W360X147	W360X592
2	W840X193	W310X117	W360X818	W360X101	W360X990	W360X147	W360X744
1	W840X193	W360X110	W360X818	W360X122	W360X990	W360X134	W360X744
poids du cadre (kg)			82414		102181		92131
Période premier mode (s)			3.80		3.81		3.82

Tableau B- 91 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal,  $T > 2$  s

Étage	MTL-EBFM-15-5%-7,5-T2		MTL-EBFC-15-5%-7,5-rot -T2		MTL-EBFC-15-5%-7,5-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W200X19.3	0.55	W150X24	0.62	W200X26.6	0.54
14	W200X19.3	1.00	W310X28.3	0.64	W310X44.5	0.57
13	W310X28.3	0.90	W310X32.7	0.82	W250X73	0.77
12	W310X74	0.73	W360X51	0.83	W200X86	0.75
11	W360X79	0.78	W360X79	0.78	W250X115	0.72
10	W360X110	0.73	W360X110	0.73	W360X110	0.73
9	W360X122	0.72	W360X122	0.72	W310X143	0.75
8	W250X167	0.67	W250X167	0.67	W250X167	0.68
7	W310X179	0.68	W310X179	0.68	W360X196	0.67
6	W310X202	0.64	W310X202	0.63	W310X202	0.63
5	W310X226	0.60	W310X226	0.59	W310X226	0.59
4	W310X226	0.62	W310X226	0.62	W310X226	0.61
3	W310X253	0.56	W310X253	0.55	W310X253	0.55
2	W310X283	0.50	W310X283	0.49	W310X283	0.49
1	W310X313	0.49	W310X313	0.49	W310X313	0.48

Tableau B- 92 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 5% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à  
Montréal, T>2 s

Étage	MTL-EBFM-15-5%-7,5-T2			MTL-EBFC-15-5%-7,5-rot - T2		MTL-EBFC-15-5%-7,5- résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W310X21	W200X31.3	W310X79	W250X67	W250X73	W200X71	W310X79
14	W310X32.7	W250X115	W310X79	W250X67	W250X73	W310X179	W310X79
13	W410X46.1	W310X117	W310X79	W360X196	W250X73	W310X117	W310X79
12	W410X46.1	W310X158	W310X158	W360X110	W250X149	W310X129	W310X143
11	W410X60	W360X122	W310X158	W310X86	W250X149	W250X115	W310X143
10	W410X60	W310X117	W360X347	W310X79	W360X551	W310X97	W360X237
9	W530X66	W200X100	W360X347	W250X80	W360X551	W310X79	W360X237
8	W460X74	W310X97	W360X551	W310X79	W360X592	W310X74	W360X634
7	W460X82	W310X86	W360X551	W310X74	W360X592	W310X74	W360X634
6	W460X89	W310X86	W360X744	W310X86	W360X677	W310X86	W360X744
5	W610X92	W310X86	W360X744	W310X86	W360X677	W310X97	W360X744
4	W610X92	W310X86	W360X818	W310X86	W360X900	W310X97	W360X818
3	W610X101	W360X101	W360X818	W360X101	W360X900	W360X110	W360X818
2	W530X123	W360X110	W360X990	W360X110	W360X990	W360X122	W360X1086
1	W610X125	W360X122	W360X990	W360X122	W360X990	W360X134	W360X1086
poids du cadre (kg)			85915		97108		97162
Période premier mode (s)			3.73		3.76		3.70



Tableau B- 93 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal,  $T > 2$  s

Étage	MTL-EBFM-15-10%-7,5-T2		MTL-EBFC-15-10%-7,5-rot -T2		MTL-EBFC-15-10%-7,5-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W200X35.9	0.52	W200X35.9	0.53	W250X32.7	0.42
14	W200X35.9	0.97	W310X38.7	0.66	W250X32.7	0.76
13	W310X38.7	0.94	W360X51	0.66	W310X60	0.76
12	W310X74	0.74	W410X53	0.71	W310X74	0.75
11	W410X67	0.73	W410X67	0.73	W410X67	0.73
10	W530X66	0.64	W530X82	0.60	W460X74	0.73
9	W530X92	0.62	W530X82	0.67	W530X66	0.72
8	W610X82	0.62	W610X92	0.57	W610X82	0.61
7	W610X82	0.68	W610X92	0.61	W610X92	0.61
6	W610X92	0.66	W530X123	0.60	W760X134	0.48
5	W530X123	0.64	W530X123	0.64	W530X123	0.63
4	W690X125	0.59	W690X125	0.60	W690X125	0.60
3	W760X134	0.54	W760X134	0.55	W760X134	0.55
2	W760X134	0.56	W760X134	0.56	W760X134	0.56
1	W690X192	0.51	W690X192	0.51	W690X192	0.51

Tableau B- 94 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 10% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à  
Montréal, T>2 s

Étage	MTL-EBFM-15-10%-7,5-T2			MTL-EBFC-15-10%-7,5-rot -T2		MTL-EBFC-15-10%-7,5- résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W360X32.9	W200X31.3	W250X73	W150X37.1	W250X73	W200X31.3	W250X73
14	W360X32.9	W310X86	W250X73	W360X110	W250X73	W310X97	W250X73
13	W460X52	W200X71	W250X73	W360X162	W250X73	W360X101	W250X73
12	W530X66	W200X71	W310X129	W310X253	W360X314	W360X122	W310X143
11	W460X74	W310X79	W310X129	W310X226	W360X314	W360X122	W310X143
10	W610X82	W250X67	W310X283	W310X143	W360X463	W360X162	W310X375
9	W530X101	W250X67	W310X283	W360X216	W360X463	W360X237	W310X375
8	W610X101	W310X74	W360X900	W310X179	W360X509	W360X216	W360X634
7	W610X101	W310X74	W360X900	W310X179	W360X509	W360X216	W360X634
6	W610X113	W310X86	W360X990	W310X143	W360X744	W360X134	W360X744
5	W610X125	W310X86	W360X990	W360X134	W360X744	W360X147	W360X744
4	W760X134	W310X97	W360X1086	W250X115	W360X818	W360X122	W360X900
3	W760X147	W360X101	W360X1086	W360X101	W360X818	W360X110	W360X900
2	W760X147	W360X101	W360X1086	W360X101	W360X1086	W360X110	W360X1086
1	W760X161	W360X122	W360X1086	W360X122	W360X1086	W360X134	W360X1086
poids du cadre (kg)			98301		99879		97367
Période premier mode (s)			3.77		3.75		3.66

Tableau B- 95 : Section du lien pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à Montréal,  $T > 2$  s

Étage	MTL-EBFM-15-15%-7,5-T2		MTL-EBFC-15-15%-7,5-rot -T2		MTL-EBFC-15-15%-7,5-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W250X73	0.30	W250X73	0.30	W250X73	0.30
14	W250X73	0.54	W250X73	0.55	W250X73	0.55
13	W250X73	0.77	W310X79	0.63	W310X60	0.75
12	W310X74	0.74	W360X91	0.64	W360X72	0.71
11	W460X74	0.63	W360X91	0.77	W360X101	0.69
10	W460X74	0.73	W410X100	0.72	W460X82	0.66
9	W530X92	0.62	W460X113	0.67	W360X122	0.72
8	W530X101	0.64	W610X125	0.51	W610X113	0.55
7	W610X113	0.60	W610X125	0.56	W760X134	0.45
6	W610X113	0.64	W610X125	0.59	W610X113	0.64
5	W530X123	0.65	W610X125	0.63	W530X123	0.64
4	W690X125	0.60	W610X140	0.60	W690X125	0.60
3	W760X134	0.55	W690X140	0.59	W760X134	0.55
2	W760X134	0.56	W690X152	0.56	W760X147	0.50
1	W760X173	0.51	W760X173	0.51	W760X173	0.51

Tableau B- 96 : Sections des autres éléments du cadre pour bâtiment de 15 étages avec ratio e/L de 15% et une longueur de poutre de 7,5 mètres à  
Montréal, T>2 s

Étage	MTL-EBFM-15-15%-7,5-T2			MTL-EBFC-15-15%-7,5-rot -T2		MTL-EBFC-15-15%-7,5- résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W460X60	W200X35.9	W310X86	W200X35.9	W310X86	W200X41.7	W310X86
14	W530X66	W360X179	W310X86	W200X41.7	W310X86	W250X58	W310X86
13	W610X82	W310X202	W310X86	W310X86	W310X86	W360X110	W310X86
12	W610X92	W360X237	W310X158	W310X97	W310X158	W360X134	W310X158
11	W610X101	W250X149	W310X158	W250X167	W310X158	W360X122	W310X158
10	W610X113	W310X143	W360X237	W360X110	W360X677	W360X134	W360X677
9	W610X125	W360X101	W360X237	W310X97	W360X677	W360X147	W360X677
8	W610X125	W310X97	W360X551	W310X86	W360X1086	W310X107	W360X818
7	W760X134	W310X86	W360X551	W310X86	W360X1086	W310X129	W360X818
6	W760X134	W310X86	W360X744	W310X97	W360X1086	W360X134	W360X818
5	W760X147	W310X86	W360X744	W310X97	W360X1086	W360X147	W360X818
4	W760X161	W310X97	W360X1086	W310X97	W360X1086	W360X122	W360X900
3	W760X173	W310X107	W360X1086	W360X101	W360X1086	W310X129	W360X900
2	W760X173	W310X107	W360X1086	W310X107	W360X1086	W310X143	W360X1086
1	W840X193	W310X129	W360X1086	W310X129	W360X1086	W310X143	W360X1086
poids du cadre (kg)			97740		113990		105402
Période premier mode (s)			3.84		3.89		3.80

## ANNEXE C - RÉSULTATS CHAPITRE 4

Tableau C- 1: VAN-EBFM-5-Concept 1

Concept 1 étage	Poids = Lien	12839kg e (mm)	Ta = $V_{fl}/V_{rL}$	1.03 s Poutre	T1 = Diagonale	1.14 s Poteau
5	W200X35.9	700	1.00	W360X32.9	W200X31.3	W310X86
4	W310X74	900	1.00	W460X74	W250X49.1	W310X86
3	W460X68	900	0.99	W530X92	W250X67	W310X86
2	W460X97	900	0.95	W610X113	W310X74	W360X196
1	W610X101	900	1.00	W610X125	W310X86	W360X196

Tableau C- 2 : VAN-EBFM-5-Concept 3

Concept 3 étage	Poids = Lien	12465kg e (mm)	Ta = $V_{fl}/V_{rL}$	1.03 s Poutre	T1 = Diagonale	1.12 s Poteau
5	W200X31.3	725	0.94	W310X38.7	W150X29.8	W310X86
4	W310X74	750	0.99	W530X66	W250X49.1	W310X86
3	W460X68	700	0.99	W530X82	W250X67	W310X86
2	W530X74	700	1.00	W610X92	W250X73	W360X196
1	W610X101	700	0.99	W610X113	W310X86	W360X196

Tableau C- 3 : VAN-EBFM-15-Concept 1

Concept 1 étage	Poids = Lien	156801kg e (mm)	Ta = $V_{fl}/V_{rL}$	2.00 s BEAM	T1 = Diagonale	2.89 s Poteau
15	W250X58	1100	0.96	W760X173	W360X314	W360X287
14	W360X91	1350	0.98	W690X125	W360X216	W360X287
13	W360X122	1350	0.97	W760X147	W360X216	W360X287
12	W530X101	1150	0.98	W920X201	W310X202	W310X313
11	W460X158	1350	0.98	W760X173	W310X143	W310X313
10	W460X193	1350	0.97	W840X193	W310X117	W360X1086
9	W530X196	1350	0.99	W920X201	W360X122	W360X1086
8	W760X147	1350	0.99	W1000X222	W360X134	W360X1086
7	W690X217	1350	0.99	W1000X222	W360X147	W360X1086
6	W610X241	1350	1.00	W920X238	W360X147	W360X1086
5	W760X196	1350	0.98	W1000X249	W310X158	W360X1086
4	W840X193	1350	0.99	W1000X249	W360X162	W360X1086
3	W760X257	1350	0.97	W1000X249	W360X162	W360X1086
2	W760X257	1350	0.98	W1000X249	W360X162	W360x410x1086
1	W760X284	1350	1.00	W920X271	W360X179	W360x410x1086

Tableau C- 4 : VAN-EBFM-15-Concept 2

Concept 2 étage	Poids = Lien	115638kg e (mm)	Ta = $V_{fl}/V_{rl}$	2.00 s BEAM	T1 = Diagonale	3.06 s Poteau
15	W310X79	1350	0.74	W530X82	W200X46.1	W310X107
14	W360X101	1350	0.94	W610X101	W250X58	W310X107
13	W460X113	1350	0.98	W690X125	W250X73	W310X107
12	W460X144	1350	0.96	W760X147	W310X86	W360X216
11	W530X165	1350	0.96	W760X173	W360X101	W360X216
10	W610X174	1350	0.97	W840X193	W360X110	W360X382
9	W610X195	1350	0.97	W920X201	W360X122	W360X382
8	W610X217	1350	0.98	W1000X222	W360X134	W360X551
7	W610X241	1350	0.95	W1000X222	W360X147	W360X551
6	W840X176	1350	0.98	W920X238	W360X147	W360X818
5	W530X272	1350	0.98	W1000X249	W310X158	W360X818
4	W760X257	1350	0.96	W1000X249	W360X162	W360X990
3	W760X257	1350	0.98	W1000X249	W360X162	W360X990
2	W760X257	1350	0.98	W1000X249	W360X162	W360x410x1086
1	W610X307	1350	0.97	W920X271	W360X179	W360x410x1086

Tableau C- 5 : VAN-EBFM-15-Concept 3

Concept 3 étage	Poids = Lien	126899kg e (mm)	Ta = $V_{fl}/V_{rl}$	2.00 s BEAM	T1 = Diagonale	2.97 s Poteau
15	W310X86	1425	0.69	W760X134	W250X49.1	W310X253
14	W360X101	1425	0.90	W840X193	W250X58	W310X253
13	W410X114	1425	0.96	W840X193	W250X73	W310X253
12	W460X144	1425	0.92	W840X193	W310X86	W310X283
11	W610X125	1425	0.97	W840X193	W310X97	W310X283
10	W530X182	1425	0.98	W840X193	W360X110	W310X500
9	W610X195	1425	0.96	W1000X222	W360X122	W310X500
8	W530X219	1350	0.98	W1000X222	W360X134	W360X634
7	W690X192	1350	0.99	W1000X222	W310X143	W360X634
6	W760X185	1350	1.00	W920X238	W360X147	W360X818
5	W760X196	1350	0.99	W1000X249	W310X158	W360X818
4	W840X193	1350	0.99	W1000X249	W360X162	W360X1086
3	W760X257	1350	0.97	W1000X249	W360X162	W360X1086
2	W760X257	1350	0.98	W1000X249	W360X162	W360x410x1086
1	W760X284	1350	1.00	W920X271	W310X179	W360x410x1086

Tableau C- 6 : MTL-EBFM-5-Concept 1 et 3

Concept 1 et 3 étage	Poids = Lien	7789 kg e (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	1.03 s Poutre	T1 = Diagonale	1.51 s Poteau
5	W200X19.3	450	0.39	W310X28.3	W150X29.8	W250X73
4	W200X19.3	450	0.96	W310X28.3	W150X29.8	W250X73
3	W310X23.8	450	0.99	W310X38.7	W200X31.3	W250X73
2	W250X73	450	0.94	W360X44	W200X41.7	W310X129
1	W310X79	450	0.97	W410X46.1	W250X49.1	W310X129

Tableau C- 7 : MTL-EBFM-15-Concept 1

Concept 1 étage	Poids = Lien	82188kg e (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	2.00 s Poutre	T1 = Diagonale	3.63 s Poteau
15	W200X35.9	700	0.46	W410X46.1	W200X31.3	W310X79
14	W200X35.9	750	0.89	W410X46.1	W200X46.1	W310X79
13	W200X52	750	0.98	W460X52	W360X110	W310X79
12	W250X73	900	0.94	W460X60	W250X167	W310X129
11	W460X52	900	0.72	W530X82	W310X179	W310X129
10	W360X79	900	0.85	W610X92	W360X196	W360X216
9	W530X66	900	0.68	W530X101	W360X196	W360X216
8	W530X74	900	0.68	W610X113	W250X149	W360X314
7	W530X85	900	0.68	W610X113	W250X131	W360X314
6	W610X82	900	0.67	W610X125	W250X115	W360X509
5	W610X92	900	0.65	W690X125	W250X101	W360X509
4	W610X113	900	0.65	W760X134	W310X97	W360X744
3	W530X123	900	0.64	W760X134	W310X97	W360X744
2	W690X125	900	0.58	W760X147	W360X101	W360X900
1	W760X134	900	0.57	W760X161	W360X110	W360X900

Tableau C- 8 : MTL-EBFM-15-Concept 3

Concept 3 étage	Poids = Lien	76309kg e (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	2.00 s Poutre	T1 = Diagonale	3.64 s Poteau
15	W200X35.9	700	0.45	W410X38.8	W200X31.3	W250X73
14	W200X35.9	750	0.89	W410X46.1	W200X41.7	W250X73
13	W310X38.7	750	0.88	W460X52	W250X67	W250X73
12	W360X44	700	0.85	W530X66	W250X67	W310X158
11	W310X74	650	0.84	W530X74	W310X97	W310X158
10	W360X79	600	0.85	W530X82	W250X115	W310X253
9	W410X75	550	0.79	W610X92	W250X115	W310X253
8	W530X74	550	0.68	W610X92	W360X122	W310X375
7	W530X85	550	0.68	W610X92	W360X122	W310X375
6	W530X123	550	0.56	W610X113	W360X110	W360X634
5	W460X106	550	0.72	W610X101	W310X107	W360X634
4	W530X123	550	0.63	W610X113	W310X97	W360X677
3	W530X123	550	0.64	W610X113	W310X97	W360X677
2	W530X138	550	0.57	W610X125	W360X101	W360X744
1	W460X213	550	0.55	W760X134	W360X110	W360X744

Tableau C- 9 : VAN-5-eprime-Concept 3-AJUST

Concept 3 étage	Poids Lien	13380kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	1.03 s Poutre	T1 = Diagonale	1.13 s Poteau
5	W200X31.3	725	725	0.94	W310X38.7	W150X29.8	W310X86
4	W410X53	750	950	0.96	W460X74	W250X58	W310X86
3	W460X68	700	1150	0.99	W690X125	W200X71	W310X86
2	W460X97	700	1100	0.96	W610X125	W310X79	W360X196
1	W610X101	700	700	0.99	W610X113	W310X86	W360X196

Tableau C- 10 : VAN-5-eprime-Chapitre 3-AJUST

Chapitre 3 étage	Poids Lien	13586kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	1.03 s Poutre	T1 = Diagonale	1.15 s Poteau
5	W200X52	900	900	0.77	W410X46.1	W200X31.3	W250X89
4	W310X74	900	900	1.00	W460X74	W250X49.1	W250X89
3	W460X68	900	1000	1.00	W530X101	HSS254X254X9.5	W250X89
2	W460X97	900	1050	0.96	W610X125	W310X74	W360X216
1	W610X101	900	900	1.00	W610X125	W310X86	W360X216



Tableau C- 11 : VAN-5-eprime-sans eprime-AJUST

sans eprime étage	Poids Lien	13566kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	1.03 s Poutre	T1 = Diagonale	1.14 s Poteau
5	W200X52	900	900	0.77	W410X46.1	W200X31.3	W250X89
4	W310X74	900	900	1.00	W460X74	W250X49.1	W250X89
3	W460X68	1000	1000	0.99	W530X101	HSS254X254X9.5	W250X89
2	W460X97	1050	1050	0.96	W610X125	W310X74	W360X216
1	W610X101	900	900	1.00	W610X125	W310X86	W360X216

Tableau C- 12 : VAN-5-eprime-Concept 3-CONST

Concept 3 étage	Poids Lien	14750kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	1.03 s Poutre	T1 = Diagonale	1.18 s Poteau
5	W200X31.3	725	1400	0.95	W460X52	W250X80	W250X80
4	W410X53	750	1400	0.97	W610X125	W250X49.1	W250X80
3	W410X85	700	1400	0.92	W760X134	W250X73	W250X80
2	W460X97	700	1400	0.96	W760X134	W250X80	W360X196
1	W460X144	700	1400	1.00	W760X147	W310X86	W360X196

Tableau C- 13 : VAN-5-eprime-Chapitre 3-CONST

Chapitre 3 étage	Poids Lien	14206kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	1.03 s Poutre	T1 = Diagonale	1.21 s Poteau
5	W200X52	900	1400	0.78	W410X60	W200X31.3	W310X86
4	W410X53	900	1400	0.97	W530X92	W250X49.1	W310X86
3	W410X85	900	1400	0.93	W610X125	W250X67	W310X86
2	W460X97	900	1400	0.97	W760X134	W310X74	W360X216
1	W460X144	900	1400	1.00	W760X147	W310X86	W360X216

Tableau C- 14 : VAN-5-eprime-sans eprime-CONST

sans eprime étage	Poids Lien	15367kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	1.03 s Poutre	T1 = Diagonale	1.17 s Poteau
5	W310X86	1400	1400	0.44	W610X82	W250X49.1	W310X107
4	W360X91	1400	1400	0.87	W530X101	W250X58	W310X107
3	W310X143	1400	1400	0.93	W610X125	W250X67	W310X107
2	W360X179	1400	1400	0.93	W760X134	W310X74	W360X216
1	W460X144	1400	1400	0.99	W760X147	W310X86	W360X216

Tableau C- 15 : VAN-15-eprime-Concept 3-AJUST

Concept 3	poids	143862kg		Ta =	2.00 s	T1 =	2.95 s
étage	Lien	e (mm)	e' (mm)	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Poteau
15	W310X86	1425	1425	0.69	W610X82	W200X71	W360X196
14	W310X107	1425	1425	0.99	W760X134	W310X97	W360X196
13	W410X114	1425	1600	0.96	W760X173	W360X122	W360X196
12	W310X179	1425	1850	0.99	W920X201	W250X167	W310X375
11	W530X165	1425	1900	0.93	W1000X222	W310X143	W310X375
10	W690X140	1425	1850	0.97	W1000X222	W250X131	W360X463
9	W610X195	1425	1850	0.96	W920X238	W310X129	W360X463
8	W610X217	1350	1950	0.97	W1000X249	W310X143	W360X634
7	W610X241	1250	1900	0.95	W1000X272	W360X147	W360X634
6	W840X176	1150	1900	0.97	W920X289	W250X167	W360X1086
5	W610X262	1050	1950	0.97	W1000X296	W360X196	W360X1086
4	W460X286	950	1950	0.97	W1000X296	W360X216	W360x410x1202
3	W760X257	850	1950	0.97	W1000X314	W360X216	W360x410x1202
2	W760X220	800	1900	0.99	W1000X296	W360X196	W360x410x1299
1	W310X375	800	800	0.99	W920X201	W310X179	W360x410x1299

Tableau C- 16 : VAN-15-eprime-Chapitre 3-AJUST

Chapitre 3	poids	144772kg		Ta =	2.00 s	T1 =	2.98 s
étage	Lien	e (mm)	e' (mm)	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Poteau
15	W310X79	1350	1350	0.73	W610X101	W200X71	W310X226
14	W360X91	1350	1350	0.99	W610X125	W310X129	W310X226
13	W360X122	1350	1500	0.98	W760X161	W310X158	W310X226
12	W460X144	1350	1750	0.92	W840X193	W310X179	W310X342
11	W460X158	1350	1850	0.99	W1000X222	W360X162	W310X342
10	W460X193	1350	1850	0.98	W920X238	W310X158	W360X592
9	W610X195	1350	1900	0.96	W1000X249	W310X143	W360X592
8	W610X217	1350	1950	0.98	W1000X249	W310X143	W360X744
7	W690X192	1350	1900	1.00	W1000X272	W360X147	W360X744
6	W840X176	1350	1900	0.98	W920X289	W310X158	W360X1086
5	W530X272	1350	1950	0.99	W1000X296	W360X162	W360X1086
4	W760X257	1350	1950	0.96	W1000X314	W310X179	W360x410x1086
3	W760X257	1350	1950	0.99	W1000X314	W310X179	W360x410x1086
2	W760X257	1350	1900	1.00	W1000X296	W310X179	W360x410x1202
1	W760X284	1350	1350	1.00	W920X271	W310X179	W360x410x1202

Tableau C- 17 : VAN-15-eprime-sans eprime-AJUST

sans eprime étage	poids Lien	143772kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	2.00 s Poutre	T1 = Diagonale	2.97 s Poteau
15	W310X79	1350	1350	0.73	W530X82	W200X100	W360X216
14	W310X107	1450	1450	0.99	W530X101	W310X202	W360X216
13	W360X162	1550	1550	0.97	W760X134	W310X129	W360X216
12	W360X196	1800	1800	0.97	W760X173	W360X179	W360X382
11	W610X217	1900	1900	0.68	W1000X249	W310X143	W360X382
10	W610X217	1900	1900	0.79	W1000X249	W360X134	W360X744
9	W610X217	1900	1900	0.89	W1000X249	W360X134	W360X744
8	W690X217	1950	1950	0.94	W920X271	W360X147	W360X818
7	W610X241	1900	1900	0.95	W1000X272	W360X147	W360X818
6	W690X240	1900	1900	0.98	W920X289	W310X158	W360X900
5	W610X262	1950	1950	0.98	W1000X296	W360X162	W360X900
4	W760X257	1950	1950	0.96	W1000X314	W310X179	W360x410x990
3	W760X257	1950	1950	0.98	W1000X314	W310X179	W360x410x990
2	W760X257	1900	1900	0.99	W1000X296	W310X179	W360x410x1202
1	W760X284	1350	1350	1.00	W920X271	W310X179	W360x410x1202

Tableau C- 18 : VAN-15-eprime-Concept 3-CONST

Concept 3 étage	poids Lien	157302kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	2.00 s Poutre	T1 = Diagonale	2.97 s Poteau
15	W310X86	1425	2050	0.69	W690X125	W310X86	W310X454
14	W360X101	1425	2050	0.91	W760X161	W310X143	W310X454
13	W460X113	1425	2050	0.94	W840X193	W310X143	W310X454
12	W460X144	1425	2050	0.92	W840X210	W310X179	W310X454
11	W530X165	1425	2050	0.93	W1000X222	W250X149	W310X454
10	W690X140	1425	2050	0.97	W1000X249	W310X143	W310X500
9	W610X195	1425	2050	0.96	W920X271	W360X134	W310X500
8	W610X217	1350	2050	0.98	W920X271	W310X143	W360X634
7	W610X241	1250	2050	0.95	W1000X296	W310X158	W360X634
6	W840X176	1150	2050	0.98	W1000X296	W250X167	W360X1086
5	W840X193	1050	2050	0.96	W1000X314	W360X196	W360X1086
4	W460X286	950	2050	0.97	W1000X314	W310X226	W360x410x1202
3	W760X220	850	2050	0.97	W1000X314	W310X253	W360x410x1202
2	W690X265	800	2050	0.98	W1000X321	W310X202	W360x410x1299
1	W610X307	800	2050	0.99	W1100X343	W360X196	W360x410x1299

Tableau C- 19 : VAN-15-eprime-Chapitre 3-CONST

Chapitre 3 étage	poids Lien	155978kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	2.00 s Poutre	T1 = Diagonale	3.00 s Poteau
15	W310X79	1350	2050.0	0.73	W690X125	W250X89	W360X314
14	W360X101	1350	2050.0	0.90	W760X161	W310X143	W360X314
13	W460X113	1350	2050.0	0.93	W840X193	W310X143	W360X314
12	W460X144	1350	2050.0	0.92	W920X201	W250X167	W310X454
11	W530X165	1350	2050	0.92	W1000X222	W250X149	W310X454
10	W690X140	1350	2050	0.96	W1000X249	W310X143	W360X744
9	W610X195	1350	2050	0.96	W920X271	W360X147	W360X744
8	W610X217	1350	2050	0.98	W920X289	W310X143	W360X900
7	W610X241	1350	2050	0.95	W1000X296	W310X158	W360X900
6	W840X176	1350	2050	0.98	W1000X296	W310X158	W360X1086
5	W610X262	1350	2050	0.99	W1000X296	W360X162	W360X1086
4	W760X257	1350	2050	0.97	W1000X314	W310X179	W360x410x1086
3	W760X257	1350	2050	0.99	W1000X314	W310X179	W360x410x1086
2	W840X210	1350	2050	0.99	W1000X321	W310X179	W360x410x1202
1	W610X307	1350	2050	0.99	W1100X343	W360X196	W360x410x1202

Tableau C- 20 : VAN-15-eprime-sans eprime-CONST

sans eprime étage	poids Lien	172659kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	2.00 s Poutre	T1 = Diagonale	2.77 s Poteau
15	W690X217	2050	2050	0.18	W1000X272	W360X147	W360X216
14	W690X217	2050	2050	0.30	W1000X272	W360X147	W360X216
13	W690X217	2050	2050	0.42	W1000X272	W360X147	W360X216
12	W690X217	2050	2050	0.53	W1000X272	W360X147	W360X463
11	W690X217	2050	2050	0.64	W1000X272	W360X147	W360X463
10	W690X217	2050	2050	0.74	W1000X272	W360X147	W360X744
9	W690X217	2050	2050	0.83	W1000X272	W360X147	W360X744
8	W690X217	2050	2050	0.91	W1000X272	W360X147	W360X990
7	W690X240	2050	2050	0.89	W1000X296	W360X162	W360X990
6	W690X240	2050	2050	0.95	W1000X296	W360X162	W360x410x990
5	W760X257	2050	2050	0.90	W1000X314	W310X179	W360x410x990
4	W760X257	2050	2050	0.94	W1000X314	W310X179	W360x410x1202
3	W760X257	2050	2050	0.96	W1000X314	W310X179	W360x410x1202
2	W760X257	2050	2050	0.97	W1000X314	W310X179	Carré500
1	W840X251	2050	2050	0.96	W1100X343	W360X196	Carré500

Tableau C- 21 : MTL-15-eprime-Concept 3-AJUST

Concept 3 étage	poids Lien	87602kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fl}/V_{rl}$	2.00 s Poutre	T1 = Diagonale	3.66 s Poteau
15	W200X35.9	700	700	0.45	W360X32.9	W150X29.8	W310X86
14	W200X35.9	750	750	0.89	W310X38.7	W200X35.9	W310X86
13	W200X52	750	750	0.99	W410X46.1	W200X41.7	W310X86
12	W250X73	700	700	0.94	W460X52	W250X49.1	W310X129
11	W410X46.1	650	850	0.87	W530X92	W250X58	W310X129
10	W460X74	600	950	0.69	W530X92	W250X89	W310X342
9	W460X82	550	1050	0.70	W610X101	W250X115	W310X342
8	W530X74	550	1050	0.68	W610X113	W310X129	W360X509
7	W530X82	550	1250	0.75	W610X125	W310X202	W360X509
6	W530X85	550	1400	0.73	W760X134	W360X179	W360X551
5	W460X106	550	1450	0.72	W760X147	W310X158	W360X551
4	W530X123	550	1500	0.63	W760X173	W360X122	W360X818
3	W530X123	550	1600	0.66	W840X176	W250X115	W360X818
2	W530X138	550	1500	0.59	W840X193	W310X107	W360X900
1	W460X213	550	550	0.55	W760X134	W360X110	W360X900

Tableau C- 22 : MTL-15-eprime-Chapitre 3-AJUST

Chapitre 3 étage	poids Lien	86941kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fl}/V_{rl}$	2.00 s Poutre	T1 = Diagonale	3.67 s Poteau
15	W200X52	900	900	0.35	W410X46.1	W200X31.3	W310X79
14	W200X52	900	900	0.69	W410X46.1	W200X31.3	W310X79
13	W310X38.7	900	950	0.90	W460X52	W200X41.7	W310X79
12	W250X73	900	1050	0.95	W610X82	W200X52	W310X143
11	W460X52	900	1050	0.72	W610X101	W200X71	W310X143
10	W460X60	900	1050	0.78	W610X113	W310X86	W360X216
9	W530X66	900	1250	0.68	W610X125	W360X122	W360X216
8	W530X74	900	1400	0.69	W760X134	W310X129	W310X454
7	W530X82	900	1450	0.75	W760X173	W360X110	W310X454
6	W610X82	900	1450	0.68	W760X173	W310X117	W360X677
5	W610X92	900	1500	0.65	W760X173	W360X122	W360X677
4	W610X92	900	1550	0.69	W760X173	W310X129	W360X818
3	W530X123	900	1750	0.66	W840X193	W360X122	W360X818
2	W690X125	900	1700	0.59	W1000X222	W310X107	W360X900
1	W760X134	900	900	0.57	W760X161	W360X110	W360X900

Tableau C- 23 : MTL-15-eprime-sans eprime-AJUST

Sans eprime étage	poids Lien	92905kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	2.00 s Poutre	T1 = Diagonale	3.56 s Poteau
15	W200X52	900	900	0.35	W410X46.1	W200X31.3	W310X79
14	W200X52	900	900	0.69	W410X46.1	W200X31.3	W310X79
13	W310X38.7	950	950	0.91	W460X52	W200X31.3	W310X79
12	W250X73	1050	1050	0.94	W530X66	W250X67	W310X143
11	W310X67	1050	1050	0.95	W530X74	W310X107	W310X143
10	W460X74	1050	1050	0.69	W530X101	W250X89	W310X253
9	W410X100	1300	1300	0.77	W690X125	W310X107	W310X253
8	W360X162	1700	1700	0.73	W760X147	W250X167	W360X421
7	W360X216	1900	1900	0.59	W1000X222	W310X117	W360X421
6	W360X216	1900	1900	0.63	W1000X222	W360X122	W360X551
5	W840X210	1850	1850	0.31	W1000X296	W310X179	W360X551
4	W690X217	1950	1950	0.40	W920X271	W360X147	W360X900
3	W840X210	1850	1850	0.33	W1000X296	W310X179	W360X900
2	W530X165	1650	1650	0.61	W920X201	W360X110	W360X990
1	W760X134	900	900	0.57	W760X161	W360X110	W360X990

Tableau C- 24 : MTL-15-eprime-Concept 3-CONST

Concept 3 étage	poids Lien	103000kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	2.00 s BEAM	T1 = Diagonale	3.69 s Poteau
15	W200X35.9	700	1900	0.46	W530X92	W150X29.8	W310X79
14	W360X44	750	1900	0.47	W530X92	W200X41.7	W310X79
13	W250X58	750	1900	0.82	W610X113	W200X35.9	W310X79
12	W460X52	700	1900	0.61	W610X113	W310X74	W360X216
11	W460X60	650	1900	0.68	W760X147	W200X71	W360X216
10	W530X66	600	1900	0.61	W760X147	W250X115	W310X342
9	W460X82	550	1900	0.70	W760X161	W250X149	W310X342
8	W530X85	550	1900	0.64	W760X161	W360X216	W360X551
7	W530X92	550	1900	0.70	W760X173	W310X226	W360X551
6	W530X101	550	1900	0.69	W840X176	W360X196	W360X634
5	W530X109	550	1900	0.69	W840X176	W360X196	W360X634
4	W530X123	550	1900	0.63	W840X193	W310X143	W360X744
3	W460X177	550	1900	0.59	W840X210	W310X117	W360X744
2	W530X138	550	1900	0.60	W840X210	W360X110	W360X1086
1	W460X235	550	1900	0.51	W1000X249	W360X134	W360X1086

Tableau C- 25 : MTL-15-eprime-Chapitre 3-CONST

Chapitre 3 étage	poids Lien	97636kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	2.00 s Poutre	T1 = Diagonale	3.72 s Poteau
15	W200X52	900	1850	0.36	W530X66	W200X31.3	W250X73
14	W200X52	900	1850	0.73	W530X66	W200X31.3	W250X73
13	W310X60	900	1850	0.74	W530X92	W250X49.1	W250X73
12	W250X80	900	1850	0.87	W690X125	W250X58	W360X179
11	W460X74	900	1850	0.60	W760X134	W310X86	W360X179
10	W530X66	900	1850	0.61	W760X134	W250X149	W360X314
9	W460X82	900	1850	0.70	W760X147	W310X202	W360X314
8	W530X82	900	1850	0.70	W760X161	W360X216	W310X500
7	W530X92	900	1850	0.70	W840X176	W360X162	W310X500
6	W610X92	900	1850	0.62	W840X176	W310X179	W360X677
5	W610X101	900	1850	0.68	W840X176	W310X179	W360X677
4	W610X113	900	1850	0.66	W840X193	W360X147	W360X818
3	W610X125	900	1850	0.64	W840X193	W310X143	W360X818
2	W690X125	900	1850	0.61	W920X201	W360X110	W360X900
1	W760X134	900	1850	0.61	W1000X222	W310X117	W360X900

Tableau C- 26 : MTL-15-eprime-sans eprime-CONST

sans eprime étage	poids Lien	114495kg e (mm)	e' (mm)	Ta = $V_{fL}/V_{rL}$	2.00 s Poutre	T1 = Diagonale	3.49 s Poteau
15	W360X216	1900	1900	0.09	W840X176	W310X97	W360X162
14	W360X216	1900	1900	0.16	W840X176	W310X97	W360X162
13	W360X216	1900	1900	0.23	W840X176	W310X97	W360X162
12	W360X216	1900	1900	0.29	W840X176	W310X97	W360X314
11	W360X216	1900	1900	0.36	W840X176	W310X97	W360X314
10	W360X216	1900	1900	0.42	W840X176	W310X97	W360X463
9	W360X216	1900	1900	0.48	W840X176	W310X97	W360X463
8	W360X216	1900	1900	0.54	W840X176	W310X97	W360X634
7	W360X216	1900	1900	0.59	W840X176	W250X115	W360X634
6	W360X216	1900	1900	0.63	W840X176	W250X131	W360X744
5	W360X216	1900	1900	0.66	W840X176	W310X143	W360X744
4	W360X216	1900	1900	0.69	W840X176	W360X147	W360X900
3	W610X217	1900	1900	0.43	W1000X249	W360X134	W360X900
2	W610X217	1900	1900	0.44	W1000X249	W360X134	W360x410x990
1	W610X217	1900	1900	0.50	W1000X249	W360X134	W360x410x990

## ANNEXE D - RÉSULTATS CHAPITRE 5 – CONCEPTION ERRONÉE

Tableau D- 1 : Conception spectrale de VAN-EBFM-5-10%-7.5-rotulé

étage	Poids Lien	11511kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 1.03$ s Poutre	$T_1 = 1.24$ s Diagonale	Poteau
5	W200X35.9	0.97	W360X32.9	W150X29.8	W310X86
4	W250X101	0.98	W530X66	W250X49.1	W310X86
3	W410X85	0.96	W610X82	W250X58	W310X86
2	W530X92	0.99	W530X101	W250X67	W360X196
1	W530X150	1.00	W610X113	W310X86	W360X196

Tableau D- 2 : Conception spectrale de VAN-EBFC-5-10%-7.5-rotulé

étage	Poids Poutre	12259kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 1.03$ s Diagonale	$T_1 = 1.26$ s Poteau
5	W200X35.9	1.00	W150X29.8	W360X101
4	W410X60	0.97	W250X49.1	W360X101
3	W460X82	0.95	W250X67	W360X101
2	W530X85	0.96	W310X74	W360X216
1	W530X123	0.96	W310X86	W360X216

Tableau D- 3 : Conception spectrale de VAN-EBFC-5-10%-7.5-résist

étage	Poids Poutre	11853kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 1.03$ s Diagonale	$T_1 = 1.25$ s Poteau
5	W200X35.9	0.99	W200X31.3	W310X86
4	W410X60	0.99	W250X49.1	W310X86
3	W410X85	0.96	W250X67	W310X86
2	W530X92	0.98	W310X74	W360X196
1	W530X150	0.99	W310X86	W360X196



Tableau D- 4 : Conception spectrale de VAN-EBFM-10-15%-9-rotulé-T et T2

étage	Poids Lien	40540kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	2.38 s Poteau
10	W310X79	0.28	W530X82	W250X49.1	W150X37.1
9	W310X79	0.87	W530X82	W250X49.1	W150X37.1
8	W310X107	0.99	W530X101	W250X58	W310X129
7	W310X129	1.00	W610X113	HSS254X254X9.5	W310X129
6	W410X114	1.00	W610X125	W250X73	W360X216
5	W410X132	0.96	W760X134	W310X86	W360X216
4	W460X144	0.93	W760X147	W310X86	W360X347
3	W610X113	0.95	W760X161	W250X101	W360X347
2	W460X158	0.98	W760X161	W250X101	W360X509
1	W460X193	1.00	W840X176	W310X107	W360X509

Tableau D- 5 : Conception spectrale de VAN-EBFC-10-15%-9-rotulé-T et T2

étage	Poids Poutre	51766kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Diagonale	$T_1 = 2.34$ s Poteau
10	W530X150	0.10	W250X101	W250X101
9	W310X143	0.50	W250X67	W250X101
8	W310X143	0.75	W250X67	W360X196
7	W310X143	0.93	W250X67	W360X196
6	W530X150	0.71	W250X101	W360X314
5	W530X150	0.79	W250X101	W360X314
4	W530X150	0.88	W250X101	W360X463
3	W530X150	0.96	W250X101	W360X463
2	W610X155	0.92	W360X101	W360X634
1	W610X174	0.99	W360X110	W360X634

Tableau D- 6 : Conception spectrale de VAN-EBFC-10-15%-9-résist-T et T2

étage	Poids Poutre	43915kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Diagonale	$T_1 = 2.41$ s Poteau
10	W310X79	0.29	W250X58	W150X37.1
9	W310X79	0.90	W250X58	W150X37.1
8	W310X107	1.00	W310X86	W310X129
7	W310X143	0.92	W360X101	W310X129
6	W410X114	1.00	W360X101	W360X216
5	W410X132	0.96	W360X122	W360X216
4	W460X144	0.92	W360X122	W360X347
3	W610X113	0.95	W360X162	W360X347
2	W460X158	0.97	W310X143	W360X509
1	W460X193	1.00	W310X143	W360X509

Tableau D- 7 : Conception spectrale de VAN-EBFM-15-15%-9-rotulé-T

étage	Poids Lien	94962kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	3.42 s Poteau
15	W310X79	0.34	W530X82	W200X46.1	W360X101
14	W310X79	0.98	W530X82	W250X67	W360X101
13	W360X110	0.93	W610X113	W250X67	W360X101
12	W360X122	0.99	W610X125	W310X86	W360X179
11	W410X132	0.96	W760X134	W310X86	W360X179
10	W460X144	0.95	W760X147	W310X86	W360X314
9	W610X113	0.99	W760X161	W310X97	W360X314
8	W610X125	1.00	W760X173	W310X97	W360X463
7	W690X125	0.99	W840X176	W360X101	W360X463
6	W460X193	1.00	W760X185	W360X110	W360X592
5	W760X134	0.99	W840X193	W310X117	W360X592
4	W610X195	0.96	W920X201	W360X122	W360X818
3	W760X147	0.97	W840X210	W310X129	W360X818
2	W690X170	0.99	W840X210	W360X134	W360X990
1	W840X176	1.00	W1000X222	W360X147	W360X990

Tableau D- 8 : Conception spectrale de VAN-EBFM-15-15%-9-rotulé-T2

étage	Poids Lien	92484kg $V_{fl}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	3.49 s Poteau
15	W310X79	0.33	W530X82	W200X46.1	W360X101
14	W310X79	0.97	W530X82	W200X46.1	W360X101
13	W310X117	1.00	W610X101	W250X58	W360X101
12	W360X122	0.96	W610X125	W250X73	W360X179
11	W410X132	0.92	W760X134	W310X86	W360X179
10	W460X144	0.91	W760X147	W310X86	W360X314
9	W410X149	1.00	W760X147	W310X86	W360X314
8	W460X158	0.98	W760X161	W310X97	W360X463
7	W530X165	0.99	W760X173	W360X101	W360X463
6	W460X177	1.00	W840X176	W360X101	W360X592
5	W610X174	0.98	W840X193	W360X110	W360X592
4	W760X134	1.00	W840X193	W310X117	W360X744
3	W610X195	0.97	W920X201	W360X122	W360X744
2	W760X147	0.97	W840X210	W310X129	W360X990
1	W610X241	1.00	W1000X222	W310X143	W360X990

Tableau D- 9 : Conception spectrale de VAN-EBFC-15-15%-9-rotulé-T

étage	Poids Poutre	109579kg $V_{fl}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Diagonale	$T_1 = 3.40$ s Poteau
15	W530X150	0.13	W310X97	W310X158
14	W310X143	0.57	W250X73	W310X158
13	W310X143	0.83	W250X67	W310X158
12	W530X150	0.67	W310X97	W360X262
11	W530X150	0.78	W310X97	W360X262
10	W530X150	0.88	W310X97	W360X421
9	W530X150	0.97	W310X97	W360X421
8	W610X155	0.95	W360X101	W360X551
7	W610X174	0.91	W360X110	W360X551
6	W610X174	0.97	W360X110	W360X744
5	W610X195	0.93	W360X122	W360X744
4	W610X195	0.98	W360X122	W360X900
3	W610X217	0.95	W360X134	W360X900
2	W610X217	0.97	W360X134	W360X1086
1	W840X210	0.90	W360X162	W360X1086

Tableau D- 10 : Conception spectrale de VAN-EBFC-15-15%-9-rotulé-T2

	Poids	104786kg	$T_a = 2.00 \text{ s}$	$T_1 = 3.49 \text{ s}$
étage	Poutre	$V_{fl}/V_{rL}$	Diagonale	Poteau
15	W530X150	0.13	W310X97	W310X158
14	W310X143	0.56	W250X67	W310X158
13	W310X143	0.82	W250X67	W310X158
12	W310X143	0.99	W250X67	W360X237
11	W530X150	0.75	W310X97	W360X237
10	W530X150	0.84	W310X97	W360X382
9	W530X150	0.93	W310X97	W360X382
8	W610X155	0.90	W360X101	W360X551
7	W610X155	0.97	W360X101	W360X551
6	W610X174	0.93	W360X110	W360X677
5	W610X174	0.98	W360X110	W360X677
4	W610X195	0.94	W360X122	W360X818
3	W610X195	0.98	W360X122	W360X818
2	W610X217	0.93	W360X134	W360X1086
1	W840X210	0.87	W360X162	W360X1086

Tableau D- 11 : Conception spectrale de VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T

	Poids	103930kg	$T_a = 2.00 \text{ s}$	$T_1 = 3.43 \text{ s}$
étage	Poutre	$V_{fl}/V_{rL}$	Diagonale	Poteau
15	W310X79	0.34	W250X67	W360X101
14	W310X79	0.98	W360X101	W360X101
13	W360X110	0.93	W360X101	W360X101
12	W360X122	0.99	W360X110	W360X179
11	W410X132	0.96	W360X122	W360X179
10	W460X144	0.95	W360X122	W360X314
9	W530X150	0.96	W360X122	W360X314
8	W530X165	0.94	W360X134	W360X463
7	W460X193	0.93	W310X158	W360X463
6	W460X193	0.99	W310X158	W360X592
5	W610X195	0.90	W310X158	W360X592
4	W610X195	0.96	W310X158	W360X818
3	W530X219	0.93	W310X179	W360X818
2	W530X219	0.97	W310X179	W360X990
1	W690X240	0.98	W310X179	W360X990

Tableau D- 12 : Conception spectrale de VAN-EBFC-15-15%-9-résist-T2

	Poids	99212kg	$T_a = 2.00 \text{ s}$	$T_1 = 3.51 \text{ s}$
étage	Poutre	$V_{fL}/V_{rL}$	Diagonale	Poteau
15	W310X79	0.34	W250X67	W360X101
14	W310X79	0.98	W250X67	W360X101
13	W310X117	1.00	W310X86	W360X101
12	W360X122	0.96	W360X101	W360X179
11	W410X132	0.92	W310X117	W360X179
10	W460X144	0.91	W360X122	W360X314
9	W460X144	1.00	W360X122	W360X314
8	W460X158	0.97	W360X134	W360X463
7	W530X165	0.98	W360X134	W360X463
6	W610X140	0.98	W360X147	W360X592
5	W610X153	0.96	W360X147	W360X592
4	W610X195	0.92	W310X158	W360X744
3	W610X195	0.97	W310X158	W360X744
2	W690X170	0.95	W360X162	W360X990
1	W610X241	0.99	W310X179	W360X990

Tableau D- 13 : Conception spectrale de MTL-EBFM-5-5%-7.5-rotulé

	Poids	6824 kg	$T_a = 1.03 \text{ s}$	$T_1 =$	1.68 s
étage	Lien	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Poteau
5	W150X18	0.50	W310X21	HSS139.7X139.7X6.4	W200X71
4	W200X19.3	0.97	W310X23.8	HSS152.4X152.4X6.4	W200X71
3	W200X52	0.99	W250X32.7	W150X29.8	W200X71
2	W360X32.9	0.99	W410X38.8	W200X31.3	W310X129
1	W310X74	0.93	W360X44	W200X41.7	W310X129

Tableau D- 14 : Conception spectrale de MTL-EBFC-5-5%-7.5-rotulé

	Poids	7376 kg	$T_a = 1.03 \text{ s}$	$T_1 = 1.71 \text{ s}$
étage	Poutre	$V_{fL}/V_{rL}$	Diagonale	Poteau
5	W150X24	0.44	W150X29.8	W250X73
4	W200X26.6	0.95	W150X29.8	W250X73
3	W200X52	0.99	W150X29.8	W250X73
2	W310X32.7	0.99	W200X31.3	W310X129
1	W200X86	0.94	W200X41.7	W310X129

Tableau D- 15 : Conception spectrale de MTL-EBFC-5-5%-7.5-résist

étage	Poids Poutre	7242 kg $V_{fl}/V_{rl}$	$T_a = 1.03$ s Diagonale	$T_1 = 1.70$ s Poteau
5	W150X18	0.50	W150X29.8	W200X71
4	W200X19.3	0.97	W150X29.8	W200X71
3	W200X52	0.97	W200X31.3	W200X71
2	W310X32.7	0.96	W200X35.9	W310X129
1	W310X79	0.99	W200X41.7	W310X129

Tableau D- 16 : Conception spectrale de MTL-EBFM-15-10%-9-rotulé-T

étage	Poids Lien	76774kg $V_{fl}/V_{rl}$	$T_a = 2.00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	3.75 s Poteau
15	W200X52	0.22	W410X46.1	W200X31.3	W310X79
14	W200X52	0.58	W410X46.1	W200X59	W310X79
13	W200X52	0.79	W530X66	W310X97	W310X79
12	W310X52	0.64	W530X66	W310X129	W250X149
11	W410X60	0.57	W530X74	W310X129	W250X149
10	W460X52	0.58	W460X82	W310X158	W360X262
9	W530X66	0.47	W530X101	W360X110	W360X262
8	W530X66	0.51	W530X101	W250X149	W310X415
7	W530X74	0.51	W610X113	W250X131	W310X415
6	W610X82	0.47	W610X125	W310X117	W310X454
5	W610X82	0.51	W610X125	W310X97	W310X454
4	W610X92	0.50	W690X125	W310X86	W360X634
3	W530X123	0.49	W760X134	W310X97	W360X634
2	W690X125	0.47	W760X147	W360X101	W360X744
1	W760X134	0.50	W760X161	W360X110	W360X744

Tableau D- 17 : Conception spectrale de MTL-EBFM-15-10%-9-rotulé-T2

étage	Poids Lien	74995kg $V_{fl}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	3.80 s Poteau
15	W200X52	0.22	W410X46.1	W200X31.3	W310X79
14	W200X52	0.56	W410X46.1	W250X67	W310X79
13	W200X52	0.76	W530X66	W360X110	W310X79
12	W310X52	0.61	W530X66	W310X158	W250X149
11	W410X46.1	0.59	W530X82	W250X131	W250X149
10	W460X60	0.52	W530X82	W360X134	W360X262
9	W530X66	0.44	W530X101	W310X107	W360X262
8	W530X66	0.48	W610X113	W310X97	W310X415
7	W530X74	0.48	W610X113	W250X89	W310X415
6	W610X82	0.45	W610X125	W310X86	W310X454
5	W610X82	0.48	W610X125	W310X86	W310X454
4	W610X92	0.47	W690X125	W310X86	W360X592
3	W530X123	0.46	W760X134	W310X97	W360X592
2	W690X125	0.44	W760X147	W360X101	W360X744
1	W760X134	0.47	W760X161	W360X110	W360X744

Tableau D- 18 : Conception spectrale de MTL-EBFC-15-10%-9-rotulé-T

étage	Poids Poutre	85738kg $V_{fl}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Diagonale	$T_1 = 3.72$ s Poteau
15	W250X58	0.17	W200X35.9	W310X86
14	W250X58	0.46	W200X35.9	W310X86
13	W250X58	0.64	W250X89	W310X86
12	W310X60	0.68	W250X115	W310X143
11	W360X64	0.66	W310X107	W310X143
10	W360X79	0.60	W310X97	W310X313
9	W410X100	0.53	W250X67	W310X313
8	W530X101	0.41	W310X86	W310X415
7	W530X101	0.44	W310X86	W310X415
6	W530X101	0.48	W310X86	W360X677
5	W530X109	0.48	W310X86	W360X677
4	W610X113	0.48	W310X97	W360X818
3	W530X123	0.48	W310X97	W360X818
2	W690X125	0.46	W360X101	W360X1086
1	W760X134	0.49	W360X110	W360X1086

Tableau D- 19 : Conception spectrale de MTL-EBFC-15-10%-9-rotulé-T2

	Poids	84381kg	$T_a = 2.00 \text{ s}$	$T_1 = 3.76$
étage	Poutre	$V_{ft}/V_{rL}$	Diagonale	Poteau
15	W250X58	0.17	W200X35.9	W310X86
14	W250X58	0.45	W200X35.9	W310X86
13	W250X58	0.61	W310X158	W310X86
12	W310X60	0.66	W310X202	W310X143
11	W360X64	0.63	W310X158	W310X143
10	W360X79	0.57	W310X117	W310X283
9	W410X100	0.49	W310X79	W310X283
8	W530X101	0.38	W310X86	W360X509
7	W530X101	0.41	W310X86	W360X509
6	W530X101	0.44	W310X86	W360X634
5	W530X109	0.45	W310X86	W360X634
4	W610X113	0.45	W310X97	W360X744
3	W530X123	0.46	W310X97	W360X744
2	W690X125	0.44	W360X101	W360X900
1	W760X134	0.48	W360X110	W360X900

Tableau D- 20 : Conception spectrale de MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T

	Poids	84009kg	$T_a = 2.00 \text{ s}$	$T_1 = 3.63 \text{ s}$
étage	Poutre	$V_{ft}/V_{rL}$	Diagonale	Poteau
15	W200X52	0.21	W200X41.7	W310X79
14	W200X52	0.58	W250X49.1	W310X79
13	W200X52	0.79	W360X101	W310X79
12	W310X52	0.65	W360X134	W310X129
11	W410X46.1	0.63	W360X196	W310X129
10	W460X60	0.55	W360X196	W310X226
9	W530X66	0.48	W360X179	W310X226
8	W530X66	0.52	W310X179	W310X415
7	W530X74	0.52	W310X179	W310X415
6	W610X82	0.48	W310X158	W360X592
5	W610X82	0.51	W360X147	W360X592
4	W610X92	0.50	W360X147	W360X677
3	W530X123	0.50	W360X134	W360X677
2	W690X125	0.49	W310X117	W360X900
1	W760X134	0.52	W360X122	W360X900



Tableau D- 21 : Conception spectrale de MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T2

étage	Poids Poutre	79437kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Diagonale	$T_1 = 3.72$ s Poteau
15	W200X52	0.21	W200X41.7	W310X79
14	W200X52	0.56	W250X49.1	W310X79
13	W200X52	0.76	W310X107	W310X79
12	W310X52	0.61	W360X110	W310X129
11	W410X46.1	0.60	W310X129	W310X129
10	W460X60	0.52	W360X101	W310X226
9	W530X66	0.45	W360X101	W310X226
8	W530X66	0.49	W360X101	W310X415
7	W530X74	0.49	W360X101	W310X415
6	W610X82	0.44	W360X122	W360X592
5	W610X82	0.48	W360X122	W360X592
4	W610X92	0.47	W360X110	W360X677
3	W530X123	0.47	W360X110	W360X677
2	W690X125	0.45	W310X117	W360X990
1	W760X134	0.49	W360X122	W360X990

Tableau D- 22 : Conception MSE de VAN-EBFM-15-15%-9-T-eprime

étage	Poids Lien	149162kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	3.00 s Poteau
15	W310X79	0.73	W760X147	W250X115	W250X131
14	W310X107	0.99	W840X193	W360X196	W250X131
13	W360X122	0.99	W1000X222	W310X179	W250X131
12	W460X144	0.92	W1000X222	W310X179	W310X313
11	W460X158	0.99	W1000X222	W360X196	W310X313
10	W460X193	0.98	W1000X222	W360X196	W310X454
9	W610X195	0.95	W1000X249	W360X162	W310X454
8	W530X219	0.99	W920X271	W360X134	W360X1086
7	W760X173	0.99	W1000X272	W360X147	W360X1086
6	W840X176	0.98	W1000X296	W310X158	W360X1086
5	W530X272	0.99	W1000X296	W360X162	W360X1086
4	W760X257	0.97	W1000X314	W310X179	W360X1086
3	W840X210	0.98	W1000X314	W310X179	W360X1086
2	W610X285	0.96	W1000X321	W360X179	W360x410x1202
1	W840X251	0.97	W1100X343	W360X196	W360x410x1202

Tableau D- 23 : Conception MSE de VAN-EBFM-15-15%-9-T2-eprime

étage	Poids Lien	124349kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	3.19 s Poteau
15	W310X79	0.73	W530X101	W310X97	W310X107
14	W310X107	0.99	W690X125	W310X97	W310X107
13	W360X122	0.99	W760X147	W310X107	W310X107
12	W460X144	0.91	W840X193	W310X97	W360X216
11	W460X158	0.98	W920X201	W360X101	W360X216
10	W460X177	0.99	W1000X222	W360X110	W360X382
9	W760X134	1.00	W920X238	W360X122	W360X382
8	W760X147	0.97	W1000X249	W360X134	W360X592
7	W610X217	1.00	W920X271	W310X143	W360X592
6	W530X248	1.00	W1000X272	W360X147	W360X818
5	W760X185	1.00	W1000X296	W310X158	W360X818
4	W760X196	0.98	W1000X296	W360X162	W360X1086
3	W530X272	0.99	W1000X296	W360X162	W360X1086
2	W610X262	1.01	W1000X296	W360X162	W360x410x1202
1	W760X284	0.98	W1000X321	W360X179	W360x410x1202

Tableau D- 24 : Conception SPEC de VAN-EBFM-15-15%-9-T-eprime

étage	Poids Lien	103511kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	3.55 s Poteau
15	W310X79	0.34	W530X101	W200X46.1	W360X101
14	W310X79	0.98	W610X101	W200X59	W360X101
13	W360X110	0.93	W760X134	W250X67	W360X101
12	W360X162	0.98	W760X147	W250X73	W360X196
11	W410X132	0.96	W760X173	W310X86	W360X196
10	W460X144	0.96	W840X193	W310X97	W360X347
9	W610X113	1.00	W840X193	W310X97	W360X347
8	W530X165	0.96	W840X210	W360X101	W360X509
7	W690X125	0.99	W1000X222	W360X110	W360X509
6	W690X140	0.99	W1000X222	W310X117	W360X677
5	W760X134	1.00	W920X238	W360X122	W360X677
4	W610X195	0.98	W1000X249	W310X129	W360X900
3	W760X147	0.99	W1000X249	W360X134	W360X900
2	W530X219	0.99	W920X271	W360X134	W360x410x990
1	W760X196	0.99	W1000X296	W310X158	W360x410x990

Tableau D- 25 : Conception SPEC de VAN-EBFM-15-15%-9-T2-eprime

étage	Poids Lien	102373kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 2,00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	3.59 s Poteau
15	W310X79	0.33	W530X101	W200X46.1	W360X101
14	W310X79	0.96	W610X101	W200X46.1	W360X101
13	W360X101	1.00	W690X125	W250X58	W360X101
12	W360X122	0.96	W760X147	W250X73	W360X179
11	W410X132	0.92	W760X173	W310X86	W360X179
10	W460X144	0.92	W840X193	W310X97	W360X347
9	W610X113	0.95	W840X193	W310X97	W360X347
8	W460X158	0.99	W920X201	W360X101	W360X509
7	W530X165	0.99	W840X210	W360X101	W360X509
6	W460X193	0.97	W1000X222	W360X110	W360X677
5	W610X174	0.99	W1000X222	W310X117	W360X677
4	W690X152	1.00	W920X238	W360X122	W360X818
3	W610X195	0.99	W1000X249	W310X129	W360X818
2	W760X147	0.98	W1000X249	W360X134	W360X1086
1	W840X176	0.99	W920X289	W310X158	W360X1086

Tableau D- 26 : Conception MSE de MTL-EBFM-15-10%-9-T-eprime

étage	Poids Lien	89761kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 2,00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	3.64 s Poteau
15	W200X52	0.36	W410X60	W200X31.3	W250X73
14	W200X52	0.70	W410X60	W200X71	W250X73
13	W310X38.7	0.89	W530X82	W200X71	W250X73
12	W410X46.1	0.73	W530X101	W250X89	W310X143
11	W460X52	0.72	W610X113	W310X86	W310X143
10	W460X74	0.69	W610X125	W360X110	W360X262
9	W460X82	0.70	W690X125	W360X122	W360X262
8	W530X74	0.69	W760X147	W310X107	W360X382
7	W610X82	0.63	W760X147	W310X107	W360X382
6	W610X82	0.67	W760X161	W250X101	W360X592
5	W610X92	0.65	W760X161	W310X97	W360X592
4	W610X113	0.66	W760X161	W310X97	W360X900
3	W690X125	0.57	W840X176	W360X101	W360X900
2	W690X125	0.59	W840X176	W360X101	W360X1086
1	W760X147	0.52	W920X201	W360X122	W360X1086

Tableau D- 27 : Conception MSE de MTL-EBFM-15-10%-9-T2-eprime

étage	Poids Lien	87225kg $V_{fl}/V_{rl}$	$T_a = 2,00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	3.72 s Poteau
15	W200X52	0.34	W410X60	W200X31.3	W250X73
14	W200X52	0.62	W530X74	W250X49.1	W250X73
13	W310X52	0.58	W530X92	W310X97	W250X73
12	W310X60	0.79	W610X101	W310X143	W310X143
11	W410X60	0.68	W610X101	W360X196	W310X143
10	W460X60	0.68	W610X113	W250X167	W360X216
9	W460X74	0.67	W610X125	W310X143	W360X216
8	W460X82	0.67	W760X147	W250X89	W360X382
7	W610X82	0.55	W760X147	W310X86	W360X382
6	W610X82	0.59	W760X161	W310X86	W360X509
5	W610X92	0.57	W760X161	W310X86	W360X509
4	W610X113	0.57	W760X161	W310X97	W360X744
3	W690X125	0.50	W840X176	W360X101	W360X744
2	W690X125	0.51	W840X176	W360X101	W360X1086
1	W760X147	0.46	W920X201	W360X122	W360X1086

Tableau D- 28 : Conception spectrale de MTL-EBFM-15-10%-9-T-eprime

étage	Poids Lien	85584kg $V_{fl}/V_{rl}$	$T_a = 2.00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	3.70 s Poteau
15	W200X52	0.22	W410X60	W200X31.3	W250X73
14	W200X52	0.58	W530X74	W200X52	W250X73
13	W310X52	0.52	W530X101	W250X89	W250X73
12	W310X52	0.62	W610X125	W310X107	W310X143
11	W460X52	0.51	W610X125	W310X129	W310X143
10	W460X60	0.54	W610X125	W310X143	W360X216
9	W530X66	0.46	W690X125	W250X115	W360X216
8	W530X74	0.47	W760X147	W250X89	W310X375
7	W610X82	0.43	W760X161	W310X86	W310X375
6	W610X82	0.47	W760X161	W310X86	W360X551
5	W610X92	0.46	W760X161	W310X86	W360X551
4	W610X113	0.47	W760X161	W310X97	W360X677
3	W690X125	0.43	W840X176	W360X101	W360X677
2	W690X125	0.45	W840X176	W360X101	W360X1086
1	W760X147	0.44	W920X201	W360X122	W360X1086

Tableau D- 29 : Conception spectrale de MTL-EBFM-15-10%-9-T2-eprime

étage	Poids Lien	84587kg $V_{fL}/V_{rL}$	$T_a = 2.00$ s Poutre	$T_1 =$ Diagonale	3.72 s Poteau
15	W200X52	0.22	W410X60	W200X31.3	W250X73
14	W200X52	0.57	W530X74	W200X59	W250X73
13	W310X52	0.51	W610X101	W250X80	W250X73
12	W310X52	0.61	W610X125	W310X117	W310X143
11	W460X52	0.49	W610X125	W310X143	W310X143
10	W460X60	0.52	W610X125	W310X158	W310X226
9	W530X66	0.45	W610X125	W310X158	W310X226
8	W530X74	0.45	W690X125	W360X122	W310X375
7	W610X82	0.42	W760X147	W310X97	W310X375
6	W610X82	0.45	W760X147	W250X89	W360X551
5	W610X92	0.44	W760X161	W310X86	W360X551
4	W610X113	0.46	W760X161	W310X97	W360X744
3	W690X125	0.42	W840X176	W360X101	W360X744
2	W690X125	0.44	W840X176	W360X101	W360X900
1	W760X147	0.42	W920X201	W360X122	W360X900

## ANNEXE E - RÉSULTATS CHAPITRE 5 – CONCEPTION CORRIGÉE

Tableau E- 1 : Vancouver 5 étages lien et ratio  $V_{fl}/V_{rL}$

Étage	VAN-EBFM-5-10%- 7,5		VAN-EBFC-5-10%- 7,5-rot		VAN-EBFC-5-10%- 7,5-résist	
	Section	$V_{fl}/V_{rL}$	Section	$V_{fl}/V_{rL}$	Section	$V_{fl}/V_{rL}$
5	W200X35.9	0.80	W200X35.9	0.84	W200X35.9	0.84
4	W250X89	1.01	W410X53	0.90	W360X57.8	1.00
3	W410X75	0.98	W460X68	0.93	W410X75	0.99
2	W460X89	1.00	W530X82	0.96	W460X113	0.98
1	W530X109	1.01	W610X92	0.94	W610X101	0.99

Tableau E- 2 : Vancouver 5 étages - autres éléments du cadre

Étage	VAN-EBFM-5-10%-7,5			VAN-EBFC-5-10%-7,5- rot		VAN-EBFC-5-10%-7,5- résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W360X32.9	W150X29.8	W250X80	W150X29.8	W310X86	W200X31.3	W250X80
4	W410X60	W200X41.7	W250X80	W250X49.1	W310X86	W250X49.1	W250X80
3	W530X74	W250X58	W250X80	W250X58	W310X86	W250X67	W250X80
2	W530X92	W250X67	W360X179	W250X67	W360X179	W250X73	W360X179
1	W610X101	W310X74	W360X179	W250X80	W360X179	W310X86	W360X179
poids du cadre (kg)			10580		10623		11107
Période premier mode (s)			1.31		1.32		1.27

Tableau E- 3 : Vancouver 10 étages –T et T2 - lien et ratio  $V_{fl}/V_{rL}$ 

Étage	VAN-EBFM-10-15%- 9-T		VAN-EBFC-10-15%- 9-rot-T		VAN-EBFC-10-15%- 9-résist-T	
	Section	$V_{fl}/V_{rL}$	Section	$V_{fl}/V_{rL}$	Section	$V_{fl}/V_{rL}$
10	W310X79	0.23	W530X150	0.08	W310X79	0.24
9	W310X79	0.78	W310X143	0.44	W310X79	0.79
8	W360X91	0.91	W310X143	0.67	W360X91	0.91
7	W360X110	0.92	W310X143	0.86	W360X110	0.92
6	W310X143	0.98	W310X143	1.00	W310X143	0.98
5	W410X132	0.88	W530X150	0.73	W410X132	0.88
4	W410X132	0.97	W530X150	0.79	W410X132	0.97
3	W460X144	0.94	W530X150	0.88	W460X144	0.94
2	W610X113	0.95	W530X150	0.94	W610X113	0.96
1	W610X155	0.99	W610X174	0.90	W610X155	0.99

Tableau E- 4 - Vancouver 10 étages –T et T2 - autre éléments du cadre

Étage	VAN-EBFM-10-15%-9-T			VAN-EBFC-10-15%-9- rot-T		VAN-EBFC-10-15%-9- résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
10	W530X82	W250X49.1	W250X73	W250X101	W310X129	W250X58	W250X73
9	W530X82	W250X49.1	W250X73	W250X67	W310X129	W250X58	W250X73
8	W610X92	W250X58	W310X129	W250X67	W360X196	W310X86	W310X129
7	W610X113	W250X67	W310X129	W250X67	W360X196	W360X101	W310X129
6	W610X125	W250X67	W360X216	W250X67	W360X287	W360X101	W360X216
5	W760X134	W310X86	W360X216	W250X101	W360X287	W360X122	W360X216
4	W760X134	W310X86	W360X347	W250X101	W360X421	W360X122	W360X347
3	W760X147	W310X86	W360X347	W250X101	W360X421	W360X122	W360X347
2	W760X161	W250X101	W360X509	W250X101	W360X592	W360X162	W360X509
1	W760X173	W360X101	W360X509	W360X110	W360X592	W360X122	W360X509
poids du cadre (kg)			40371		49911		43252
Période premier mode (s)			2.00		2.00		2.00

Tableau E- 5 : Vancouver 15 étages - T - lien et ratio  $V_{fl}/V_{rL}$ 

Étage	VAN-EBFM-15-15%- 9-T		VAN-EBFC-15-15%- 9 -rot-T		VAN-EBFC-15-15%- 9-résist-T	
	Section	$V_{fl}/V_{rL}$	Section	$V_{fl}/V_{rL}$	Section	$V_{fl}/V_{rL}$
15	W310X79	0.28	W530X150	0.10	W310X79	0.29
14	W310X79	0.89	W310X143	0.50	W310X79	0.89
13	W360X101	0.93	W310X143	0.76	W360X101	0.94
12	W310X143	0.95	W310X143	0.94	W310X143	0.96
11	W410X132	0.88	W530X150	0.71	W410X132	0.89
10	W410X132	0.99	W530X150	0.80	W460X144	0.88
9	W460X144	0.97	W530X150	0.89	W460X144	0.97
8	W610X113	1.00	W530X150	0.97	W610X113	0.99
7	W530X165	0.95	W610X155	0.93	W610X125	0.99
6	W610X155	1.00	W610X155	1.00	W610X155	0.99
5	W460X193	0.99	W610X174	0.94	W460X193	0.98
4	W610X174	1.00	W610X174	1.00	W610X174	1.00
3	W530X196	0.99	W610X195	0.94	W690X152	1.00
2	W610X195	0.97	W610X195	0.96	W610X195	0.98
1	W760X173	1.00	W840X210	0.83	W760X173	1.00



Tableau E- 6 : Vancouver 15 étages - T - Autre éléments du cadre

Étage	VAN-EBFM-15-15%-9-T			VAN-EBFC-15-15%-9- rot-T		VAN-EBFC-15-15%-9- résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W530X82	W200X46.1	W360X101	W310X97	W310X158	W250X67	W360X101
14	W530X82	W200X71	W360X101	W310X86	W310X158	W360X122	W360X101
13	W610X101	W250X89	W360X101	W250X67	W310X158	W360X122	W360X101
12	W610X125	W310X97	W360X179	W360X110	W360X237	W310X143	W360X179
11	W760X134	W310X97	W360X179	W310X97	W360X237	W360X122	W360X179
10	W760X134	W310X107	W360X287	W310X97	W360X382	W360X122	W360X287
9	W760X147	W360X101	W360X287	W310X97	W360X382	W360X122	W360X287
8	W760X161	W310X97	W360X421	W310X97	W360X509	W360X162	W360X421
7	W760X173	W360X101	W360X421	W360X101	W360X509	W360X147	W360X421
6	W760X173	W360X101	W360X592	W360X110	W360X677	W360X134	W360X592
5	W760X185	W360X110	W360X592	W360X110	W360X677	W310X158	W360X592
4	W840X193	W360X110	W360X744	W360X122	W360X900	W360X147	W360X744
3	W840X193	W360X122	W360X744	W360X122	W360X900	W360X147	W360X744
2	W920X201	W360X122	W360X1086	W360X122	W360X1086	W310X158	W360X990
1	W1000X222	W360X134	W360X1086	W360X162	W360X1086	W360X162	W360X990
poids du cadre (kg)			93857.29		105332.5		98379.79
Période premier mode (s)			2		2		2

Tableau E- 7 : Vancouver 15 étage - T2 - lien et ratio  $V_{fL}/V_{rL}$ 

Étage	VAN-EBFM-15-15%- 9-T2		VAN-EBFC-15-15%- 9- rot-T2		VAN-EBFC-15-15%- 9-résist-T2	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W310X79	0.28	W530X150	0.10	W310X79	0.28
14	W310X79	0.87	W310X143	0.50	W310X79	0.87
13	W310X107	1.00	W310X143	0.75	W360X101	0.91
12	W310X129	1.00	W310X143	0.91	W310X129	1.00
11	W410X114	0.99	W530X150	0.69	W410X114	0.99
10	W410X132	0.95	W530X150	0.77	W410X132	0.95
9	W460X144	0.92	W530X150	0.86	W460X144	0.92
8	W610X113	0.95	W530X150	0.94	W610X113	0.95
7	W460X158	0.97	W610X155	0.91	W460X158	0.97
6	W530X165	0.97	W610X155	0.96	W530X165	0.96
5	W690X125	0.99	W610X174	0.92	W690X125	0.99
4	W460X193	0.99	W610X174	0.96	W460X193	0.98
3	W610X153	1.00	W610X195	0.91	W610X153	1.00
2	W690X152	0.99	W610X195	0.93	W690X152	1.00
1	W690X217	0.98	W840X210	0.80	W690X217	0.98

Tableau E- 8 : Vancouver 15 étages - T2 - Autre éléments du cadre

Étage	VAN-EBFM-15-15%-9-T2			VAN-EBFC-15-15%-9- rot-T2		VAN-EBFC-15-15%-9- résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W530X82	W200X46.1	W360X101	W310X97	W310X158	W250X67	W360X101
14	W530X82	W200X46.1	W360X101	W250X67	W310X158	W250X67	W360X101
13	W610X101	W250X58	W360X101	W250X67	W310X158	W310X86	W360X101
12	W760X134	W250X67	W360X179	W360X110	W360X237	W360X122	W360X179
11	W760X147	W250X73	W360X179	W310X97	W360X237	W360X134	W360X179
10	W760X134	W310X86	W360X287	W310X97	W360X382	W360X134	W360X287
9	W760X147	W310X86	W360X287	W310X97	W360X382	W360X122	W360X287
8	W760X161	W310X97	W310X454	W250X101	W360X509	W360X162	W310X454
7	W760X161	W310X97	W310X454	W360X101	W360X509	W360X134	W310X454
6	W760X173	W360X101	W360X592	W360X101	W360X677	W360X134	W360X592
5	W840X176	W360X101	W360X592	W360X110	W360X677	W360X216	W360X592
4	W760X185	W360X110	W360X744	W360X110	W360X818	W310X158	W360X818
3	W840X193	W360X110	W360X744	W360X122	W360X818	W360X147	W360X818
2	W840X193	W310X117	W360X1086	W360X162	W360X1086	W360X162	W360X1086
1	W1000X222	W360X134	W360X1086	W360X162	W360X1086	W360X162	W360X1086
poids du cadre (kg)			92169.61		104064.8		101161.6
Période premier mode (s)			2		2		2

Tableau E- 9 : Montréal 5 étages - Lien et ratio  $V_{fl}/V_{rL}$ 

Étage	MTL-EBFM-5-5%-7,5		MTL-EBFC-5-5%-7,5- rot		MTL-EBFC-5-5%-7,5- résist	
	Section	$V_{fl}/V_{rL}$	Section	$V_{fl}/V_{rL}$	Section	$V_{fl}/V_{rL}$
5	W150X18	0.46	W150X24	0.39	W150X18	0.47
4	W200X19.3	0.90	W200X26.6	0.89	W200X19.3	0.90
3	W310X21	0.98	W310X28.3	0.80	W250X22.3	1.00
2	W360X32.9	0.92	W310X60	0.81	W310X32.7	0.90
1	W200X86	0.88	W200X86	0.88	W360X57.8	0.87

Tableau E- 10 : Montréal 5 étages - autres éléments du cadre

Étage	MTL-EBFM-5-5%-7,5			MTL-EBFC-5-5%-7,5-rot		MTL-EBFC-5-5%-7,5-résist	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
5	W310X21	W150X29.8	W200X71	W150X29.8	W250X73	W150X29.8	W200X71
4	W310X23.8	W150X29.8	W200X71	W150X29.8	W250X73	W150X29.8	W200X71
3	W310X28.3	W150X29.8	W200X71	W200X31.3	W250X73	W200X31.3	W200X71
2	W410X38.8	W200X31.3	W310X129	W200X35.9	W310X129	W200X35.9	W310X129
1	W360X44	W200X41.7	W310X129	W200X41.7	W310X129	W250X49.1	W310X129
poids du cadre (kg)			6846		7469		6945
Période premier mode (s)			1.70		1.66		1.73

Tableau E- 11 : Montréal 10 étages

Étage	MTL-EBFM-10-10%-9-T		MTL-EBFM-10-10%-9-T		
	Section	VfL/VrL	Poutre	Diagonale	Colonne
10	W310X38.7	0.19	W360X51	W200X31.3	W200X71
9	W310X38.7	0.52	W460X52	W200X31.3	W200X71
8	W310X38.7	0.74	W460X52	W200X31.3	W310X107
7	W360X44	0.68	W460X60	W200X41.7	W310X107
6	W410X46.1	0.67	W530X66	W250X49.1	W360X162
5	W460X52	0.62	W460X82	W250X58	W360X162
4	W530X66	0.50	W530X101	W250X67	W360X262
3	W530X66	0.55	W530X101	W250X67	W360X262
2	W530X74	0.55	W610X113	W250X73	W360X382
1	W610X82	0.58	W610X125	W310X86	W360X382
poids du cadre (kg)					29282
Période premier mode (s)					2.00

Tableau E- 12 : Montréal 15 étages - T - Lien et ratio  $V_{fL}/V_{rL}$ 

Étage	MTL-EBFM-15-10%- 9-T		MTL-EBFC-15-10%- 9-rot-T		MTL-EBFC-15-10%- 9-résist-T	
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Section	$V_{fL}/V_{rL}$
15	W200X52	0.20	W250X58	0.16	W200X52	0.20
14	W200X52	0.52	W250X58	0.42	W200X52	0.52
13	W310X52	0.48	W250X58	0.58	W310X52	0.48
12	W310X52	0.57	W360X64	0.52	W310X52	0.57
11	W460X52	0.47	W360X72	0.54	W460X52	0.47
10	W460X60	0.50	W410X100	0.45	W460X60	0.49
9	W530X66	0.43	W530X101	0.35	W530X66	0.43
8	W530X74	0.44	W530X101	0.38	W530X74	0.43
7	W610X82	0.40	W530X101	0.42	W610X82	0.40
6	W610X92	0.40	W530X109	0.42	W610X92	0.39
5	W610X113	0.41	W610X113	0.42	W610X113	0.40
4	W610X125	0.41	W610X125	0.41	W610X125	0.40
3	W690X125	0.40	W690X125	0.40	W690X125	0.39
2	W760X134	0.37	W760X134	0.38	W760X134	0.37
1	W760X147	0.40	W760X147	0.41	W760X147	0.40

Tableau E- 13 : Montréal 15 étages - T - Autres éléments du cadre

Étage	MTL-EBFM-15-10%-9-T			MTL-EBFC-15-10%-9-rot-T		MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W410X46.1	W200X31.3	W310X79	W200X35.9	W310X86	W200X41.7	W310X79
14	W530X66	W200X41.7	W310X79	W200X35.9	W310X86	W250X58	W310X79
13	W530X66	W310X86	W310X79	W360X196	W310X86	W250X73	W310X79
12	W460X82	W360X147	W310X158	W310X86	W310X143	W310X117	W250X167
11	W530X82	W310X143	W310X158	W250X115	W310X143	W360X110	W250X167
10	W610X113	W200X100	W360X216	W250X67	W310X253	W360X122	W310X283
9	W610X113	W310X97	W360X216	W310X79	W310X253	W310X117	W310X283
8	W610X113	W250X89	W310X375	W310X79	W360X592	W360X101	W360X421
7	W610X125	W310X86	W310X375	W310X79	W360X592	W360X122	W360X421
6	W690X125	W310X86	W310X500	W310X86	W360X744	W360X110	W360X592
5	W760X134	W310X97	W310X500	W310X97	W360X744	W360X110	W360X592
4	W760X134	W310X97	W360X744	W310X97	W360X900	W310X117	W360X744
3	W760X147	W360X101	W360X744	W360X101	W360X900	W310X129	W360X744
2	W760X161	W360X110	W360X1086	W360X110	W360X1086	W310X129	W360X1086
1	W760X173	W360X122	W360X1086	W360X122	W360X1086	W360X134	W360X1086
poids du cadre (kg)			83486.86		91765.11		85446.51
Période premier mode (s)			2		2		2

Tableau E- 14 : Montréal 15 étages - T2 - lien et ratio  $V_{fl}/V_{rL}$ 

Étage	MTL-EBFM-15-10%- 9-T2		MTL-EBFC-15-10%-9- rot-T2		MTL-EBFC-15-10%- 9-résist-T2	
	Section	$V_{fl}/V_{rL}$	Section	$V_{fl}/V_{rL}$	Section	$V_{fl}/V_{rL}$
15	W200X52	0.21	W250X58	0.154082	W200X52	0.21
14	W200X52	0.51	W250X58	0.413713	W200X52	0.52
13	W310X52	0.47	W250X58	0.569059	W310X52	0.47
12	W310X52	0.56	W360X64	0.50936	W310X52	0.56
11	W460X52	0.45	W360X72	0.520628	W460X52	0.46
10	W460X60	0.48	W410X100	0.427555	W460X60	0.49
9	W530X66	0.42	W530X101	0.336069	W530X66	0.42
8	W530X74	0.42	W530X101	0.369246	W530X74	0.42
7	W610X82	0.39	W530X101	0.40415	W610X82	0.39
6	W610X92	0.39	W530X109	0.408143	W610X92	0.38
5	W610X113	0.40	W610X113	0.401785	W610X113	0.40
4	W610X125	0.40	W610X125	0.399964	W610X125	0.40
3	W690X125	0.39	W690X125	0.390508	W690X125	0.39
2	W760X134	0.37	W760X134	0.368141	W760X134	0.37
1	W760X147	0.40	W760X147	0.397137	W760X147	0.39

Tableau E- 15 : Montréal 15 étages - T2 - autre éléments du cadre

Étage	MTL-EBFM-15-10%-9-T2			MTL-EBFC-15-10%-9-rot-T2		MTL-EBFC-15-10%-9-résist-T2	
	Poutre	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne	Diagonale	Colonne
15	W410X46.1	W200X31.3	W310X79	W200X35.9	W310X86	W200X41.7	W310X79
14	W530X66	W310X107	W310X79	W200X35.9	W310X86	W250X67	W310X79
13	W460X82	W360X110	W310X79	W310X202	W310X86	W310X107	W310X79
12	W530X101	W250X131	W310X143	W200X86	W310X143	W360X134	W310X143
11	W530X101	W360X134	W310X143	W250X115	W310X143	W360X147	W310X143
10	W530X101	W360X147	W360X262	W200X71	W360X421	W360X134	W310X226
9	W530X101	W310X143	W360X262	W310X86	W360X421	W360X122	W310X226
8	W610X113	W360X110	W310X415	W310X86	W360X509	W310X107	W360X421
7	W610X125	W310X97	W310X415	W310X86	W360X509	W360X122	W360X421
6	W690X125	W310X86	W360X463	W310X86	W360X634	W360X122	W360X634
5	W760X134	W310X97	W360X463	W310X97	W360X634	W360X122	W360X634
4	W760X147	W360X101	W360X677	W310X97	W360X818	W360X110	W360X818
3	W760X147	W360X101	W360X677	W360X101	W360X818	W310X117	W360X818
2	W760X161	W360X110	W360X900	W360X110	W360X1086	W360X134	W360X900
1	W760X173	W360X122	W360X900	W360X122	W360X1086	W360X134	W360X900
poids du cadre (kg)			82277.81		90406.04		84256.51
Période premier mode (s)			2		2		2

Tableau E- 16 : Vancouver 5 étages lien léger

Étage	5 étages		5 étages		
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Colonne
5	W250X32.7	0.63	W410X38.8	W150X29.8	W310X86
4	W410X46.1	1.00	W410X60	W200X41.7	W310X86
3	W530X66	0.85	W610X82	W250X67	W310X86
2	W530X74	0.97	W530X92	W250X67	W360X196
1	W610X92	0.97	W610X113	W250X80	W360X196
poids du cadre (kg)					11284.26
Période premier mode (s)					1.26



Tableau E- 17 : Vancouver 10 étages lien léger

Étage	10 étages		10 étages		
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Colonne
10	W310X79	0.24	W530X82	W250X49.1	W250X73
9	W310X79	0.79	W530X82	W250X49.1	W250X73
8	W360X91	0.92	W610X92	W250X58	W310X129
7	W410X100	0.93	W610X113	W250X67	W310X129
6	W460X113	0.89	W690X125	W250X73	W360X216
5	W610X113	0.73	W760X161	W250X101	W360X216
4	W610X113	0.81	W760X161	W250X101	W360X347
3	W610X113	0.89	W760X161	W250X101	W360X347
2	W610X113	0.96	W760X161	W250X101	W360X509
1	W690X125	0.99	W760X173	W360X101	W360X509
poids du cadre (kg)					41268.31
Période premier mode (s)					2

Tableau E- 18 : Vancouver 15 étages - lien léger

Étage	15 étages		15 étages		
	Section	$V_{fl}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Colonne
15	W310X79	0.28	W530X82	W200X46.1	W360X101
14	W310X79	0.88	W530X82	W200X71	W360X101
13	W410X100	0.84	W610X113	W250X89	W360X101
12	W460X113	0.86	W690X125	W250X73	W360X179
11	W610X113	0.73	W760X161	W310X97	W360X179
10	W610X113	0.82	W760X161	W310X97	W360X314
9	W610X113	0.91	W760X161	W310X97	W360X314
8	W610X113	0.99	W760X161	W310X97	W360X463
7	W690X125	0.92	W840X176	W360X101	W360X463
6	W690X125	0.97	W840X176	W360X101	W360X592
5	W760X134	0.92	W840X193	W310X117	W360X592
4	W760X134	0.95	W840X193	W310X117	W360X818
3	W760X147	0.90	W840X210	W310X129	W360X818
2	W760X147	0.93	W840X210	W310X129	W360X1086
1	W760X173	1.00	W1000X222	W360X134	W360X1086
poids du cadre (kg)					96458.5
Période premier mode (s)					2

Tableau E- 19 : Montréal RdR0=1,3

Étage	RdR0=1,3		RdR0=1,3		
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Colonne
15	W200X52	0.204083	W250X32.7	W200X31.3	W250X73
14	W200X52	0.528379	W410X46.1	W200X41.7	W250X73
13	W310X52	0.480508	W530X66	W200X52	W250X73
12	W460X52	0.408517	W460X82	W200X71	W310X179
11	W460X60	0.441711	W530X82	W250X89	W310X179
10	W530X66	0.388864	W530X92	W250X89	W310X283
9	W530X74	0.397327	W530X101	W310X97	W310X283
8	W610X82	0.373298	W610X101	W310X86	W310X454
7	W610X92	0.371083	W610X113	W310X86	W310X454
6	W530X123	0.371428	W610X113	W310X79	W360X551
5	W690X125	0.354541	W760X134	W310X86	W360X551
4	W760X134	0.335933	W760X147	W310X86	W360X677
3	W760X134	0.360366	W760X147	W310X86	W360X677
2	W760X147	0.341624	W760X161	W310X97	W360X1086
1	W760X173	0.374128	W840X176	W360X101	W360X1086
poids du cadre (kg)					82256.17
Période premier mode (s)					2

Tableau E- 20 : Montréal test

Étage	Test		Test		
	Section	$V_{fL}/V_{rL}$	Poutre	Diagonale	Colonne
15	W200X52	0.205189	W410X46.1	W200X31.3	W310X86
14	W310X52	0.348311	W530X66	W200X41.7	W310X86
13	W460X52	0.334045	W460X82	W310X86	W310X86
12	W460X60	0.376954	W530X82	W360X147	W360X162
11	W530X66	0.338454	W530X101	W310X143	W360X162
10	W530X66	0.385263	W610X113	W200X100	W360X262
9	W530X74	0.395317	W610X113	W310X97	W360X262
8	W530X74	0.436851	W610X113	W250X89	W360X382
7	W610X82	0.403982	W610X125	W310X86	W360X382
6	W610X92	0.396167	W690X125	W310X86	W360X509
5	W610X113	0.407988	W760X134	W310X97	W360X509
4	W610X125	0.40699	W760X134	W310X97	W360X744
3	W690X125	0.397646	W760X147	W360X101	W360X744
2	W760X134	0.374976	W760X161	W360X110	W360X1086
1	W760X147	0.404421	W760X173	W360X122	W360X1086
poids du cadre (kg)					85026.76
Période premier mode (s)					2